

## **RATARUMPUTUTKIMUS**

### **Mallinnus**

- **Erkki Mäkelä**
- **Pauli Kolisoja**

## RATARUMPUTUTKIMUS

### Mallinnus

- o Erkki Mäkelä
- o Pauli Kolisoja



**RHK**  
**RATAHALLINTOKESKUS**  
**KAIVOKATU 6, PL 185**  
**00101 HELSINKI**

PUH. (09) 5840 5111  
FAX. (09) 5840 5140  
SÄHKÖPOSTI: [info@rhk.fi](mailto:info@rhk.fi)

ISBN 952-445-078-x  
ISSN 1455-2604

**Mäkelä, Erkki – Kolisoja, Pauli: Ratarumpututkimus, mallinnus.** Ratahallintokeskus, kunnossapitoyksikkö. Helsinki 2002. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2002. 170 sivua ja 4 liitettä. ISBN 952-445-078-x, ISSN 1455-2604.

**Avainsanat:** FEM, kerrosrakennemallinnus, ratarumpu, jännitys, venymä, lämpötila

## TIIVISTELMÄ

Tämä ratarummun mallinnusta koskeva raportti käsittelee pääasiassa syksyllä 2000 Toijalan ja Viialan välisellä rataosuudella instrumentoidun koerumpukohteen, jäljempänä Toijalan koekohteen, elementti- ja kerrosrakennemallinnusta. Elementtimallinnuksesta saatuja tuloksia verrattiin Betoniputkinormit 2001 julkaisun mukaisella käsinlaskentamenetelmällä saatuihin tuloksiin. Tämän tutkimuksen toisena päätarkoituksena oli verrata erilaisten betonisten rumpuputkien venymiä eri peitesyvyyksillä ja arvioida kyseisten putkien kestävyyttä vaaditulle 100 vuoden käyttöiälle. Raportissa varioidaan jalallisia ja pyöreitä rumpuputkia. Penger materiaali ja pohjamaa pysyvät näissä varioinneissa Toijalan koekohteen kaltaisina. Kuormituksen eli akselipainon suuruus vaihteli mallinnuslaskelmissa 50 ja 350 kN välillä. Elementtimallinnuksen onnistuminen varmistettiin Tampereen Peltolammilla sijaitsevan muodoltaan, halkaisijaltaan ja peitesyvyydeltään toisenlaisen rumpuputken instrumentoinnilla ja mittauksilla. Tässä raportissa esitetään myös Tampereen koekohteen mittaus- ja mallinnustulokset sekä talven 2000–2001 aikana Toijalan koekohteesta tehdyt lämpötilamittaukset.

Tampereen koekohteen instrumentointia voidaan pitää Toijalan koekohdetta huomattavasti kevyempänä, sillä Tampereen koekohteeseen asennettiin instrumentteja ainoastaan kiskoon ja ratarumpuun. Kiskosta mitattiin venymäantureilla junan eri akselien pysty- ja vaakavoimakomponentit. Ratarummusta mitattiin Toijalan koekohteen tapaan rummun katon, sisäseinän ja pohjan venymiä sekä pysty- ja vaakahalkaisijan muutosta molempien kiskojen alapuolelta. Instrumentointi ja mittaukset onnistuivat odotetulla tavalla.

Toijalan koekohteesta mitattiin lämpötiloja neljä kertaa pakkaskaudella 2000–2001. Vertailumittauksia tehtiin kaksi eli kesä- ja lokakuussa vuonna 2001. Lämpötilamittaukset osoittivat rummun yläpuolisen penkereen jäätyvän kokonaan myös leutonaikin talvena. Rummun sivuilla ja alapuolella oleva kuivakuorisavi jäätyni myös osittain. Tämä tutkimus osoitti selvästi, kuinka nykyisillä rumpujen suunnittelukriteereillä ei oteta huomioon riittävän hyvin rumpuja ympäröivän pohjamaan jäätymistä ja mahdollista routimista. Tämän takia raportissa esitetäänkin mahdollisia routasuojausmenetelmiä niin olemassa oleville kuin tulevillekin rumpukohteille.

Toijalan koekohteen elementtimallinnusta edelsi vastaavanlaisen rummuttoman penkereen ja pohjamaan kerrosrakennemallinnus, jonka tehtävänä oli ensisijaisesti määrittää elementtimallissa käytettävät maan kimmomoduulin arvot. Toissijainen tarkoitus oli verrata mitattuja, elementtimenetelmällä ja kerrosrakenneohjelmalla laskettuja maan pystysuuntaisia jännityksiä ja venymiä toisiinsa. Kerrosrakenneohjelmalla lasketut maan pystysuuntaiset jännitykset ja venymät vastasivat odotetulla tavalla mitattuja arvoja. Nämä arvot oli saatu rummun yläpuolisista instrumenteista, jotka sijaitsivat instrumenttien asennustasoilla Kv –1,1 m ja Kv –1,7 m. Rummun puolivälin Kv –2,5 m –tasolta mitatut ja kerrosrakenneohjelmalla lasketut arvot vastasivat vain joidenkin anturien osalta toisiaan.



Toijalan koekohdetta vastaavasta elementtimallista saadut tulokset vastasivat sekä rummun venymien että pysty- ja vaakahalkaisijan muutoksen mitattuja arvoja yllättävän hyvin, vaikka elementtimallia oli yksinkertaistettu geometrialtaan ja materiaaliominaisuuksiltaan. Penkereen mallintaminen vetokestävällä lineaarisesti kimmoisalla isotrooppisella materiaalimallilla ei onnistu kuin penkereen pystysuuntaisten jännitysten ja venymien osalta. Penkereen sivuttaissuuntaisten jännitysten ja venymien laskeminen vaatisi materiaalimallilta ainakin anisotrooppisuutta. Raportissa esitetyt penkereen sivuttaissiirtymien mitatut ja mallinnetut arvot eroavat kymmeniä prosentteja. Elementtimallilla ei kyetty mallintamaan rummun puolivälin tasolla penkereen pituussuuntaan vaikuttavia jännityksiä ja venymiä oikealla tavalla. Mitatut arvot olivat puristusta, kun taas elementtimallista saadut arvot olivat vetoa. Syy mallinnuksen epäonnistumiseen tältä osin johtui maalle käytetyn lineaarisesti kimmoksen materiaalmallin kyvystä vastaanottaa vetoa.

Tampereen koekohde mallinnettiin Toijalan koekohteen tapaan yhdellä rummun puoliskolla, vaikka penkereessä oli oikeasti kaksoisrumpu tällä kohdin. Penger-materiaalien kimmomoduulien arvot olivat samat kuin Toijalan koekohteessa. Pohjamaa poikkesi Toijalan koekohteesta ollen silmämääräisen arvion perusteella moreenia. Toijalan koekohteen rumpuputket oli valmistanut Iisalmen saha Oy ja Tampereen koekohteen rumpuputket oli valmistanut Abetoni Oy. Myös tässä tapauksessa rummusta mitatut venymät ja pysty- ja vaakahalkaisijan muutokset vastasivat hyvin pitkälti laskettuja arvoja.

100 vuoden laskennallisen käyttöiän toteutumista erilaisille rummuille arvioitiin kuusiportaisella asteikolla. Asteikko perustui Wöhler-käyriin. Kaikki tutkitut rummut toteuttivat laskennallisen 100 vuoden käyttöiän vähintäänkin *todennäköisesti* eli kolmanneksi parhaalla arvosanalla. Tämän tutkimuksen mukaan nykyisin käytössä olevaa 1,4 m minimipeitesyvyyttä ei ole syytä kuitenkaan pienentää. Rumpujen kimmomoduulia eli käytännössä  $K$ -arvoa ei ole myöskään syytä pienentää niissä tapauksissa, joissa laskennallinen 100 vuoden käyttöikä olisikin *varma*. Tutkimus osoitti selvästi betonin kimmomoduulin vaikutuksen rummun kestävyys- ja/tai asennussyvyyteen. Rumpua ympäröivän maamateriaalin vaikutus rummun kestävyys- ja/tai asennussyvyyteen ilmeni lähinnä vaakajännityssuhteen  $K$  kautta. Pohjamaan jäykkyyden kasvattaminen vaikutti rummun venymiin pienentävästi. Elementtimenetelmällä lasketut rummun venymät osoittautuivat Toijalan koekohteen tapauksessa olevan järjestelmällisesti kymmeniä prosentteja suurempia kuin käsinlasketut venymät. Voidaankin todeta, että betoniputkinormien mukainen käsinlaskentamenetelmä aliarvioi huomattavasti rumpuun syntyviä venymiä.

**Mäkelä, Erkki – Kolisoja Pauli: Railway Culvert Study, Modelling.** Finnish Rail Administration, Maintenance department. Helsinki 2002. Publications of the Finnish Rail Administration A 10/2002. 170 pages and 4 enclosures. ISBN 952-445-078-x, ISSN 1455-2604.

**Key words:** FEM, multi-layer, linear elastic modelling, railway culvert, stress, strain, temperature

## SUMMARY

This report mainly deals with FE and multi-layer linear elastic modelling approaches of a test railway culvert, which was built in the railway embankment between Toijala and Viiala, later on called as the Toijala test site, in autumn 2000. Results from calculations made by hand according to the Finnish design code for concrete culverts were compared to the results obtained from FE calculations. The second aspect of this study was to make a numerical comparison of strains in different kinds of reinforced concrete culverts installed at different depths. Thereby the aim was to estimate realisation of the expected 100 year life time of the culverts. Studied culvert types included both circular culverts with and without footing. In the modelling calculations the culverts were loaded with axle loads varying from 50 to 350 kN. To ensure reliability of the FE-modelling of the different types of culverts another railway culvert located at Tampere was instrumented and measured. This report also deals with instrumentation, measuring and modelling of the test culvert at that test site. Further, results from temperature measurements at the Toijala test site from winter period 2000–2001 are also dealt with in this report.

At the Tampere test site only the rails and the railway culvert were instrumented and measured. From the rails it was possible to measure strains that could be converted to vertical and lateral axle loads. Strains at the side, top and bottom walls of the railway culvert were measured as well as diameter changes of the culvert in horizontal and vertical directions. Measurements that took place below both of the rails succeeded as expected.

At the Toijala test site there were four temperature measuring sessions during the winter 2000–2001. Two extra sessions were completed later on. The first one was in June and the second one in October 2001. Temperature measurements indicated clearly that the embankment material between the track and the culvert freezes fully and that the soil below and beside the culvert freezes to some extent. This report suggests a few methods of preventing the soil to freeze below and beside the culvert.

The multi-layer linear elastic modelling approach had two purposes. The first one was to provide values of Young's modulus of the soil layers to the FE-model. The second purpose was to compare the calculated vertical stresses and strains of the embankment to the measured ones. The calculated values above the culvert showed out to be essentially similar to the measured ones. However, when the calculated and measured values were compared at a depth of approximately 2,5 meters below track level, the results were diverging more from each other.

The FE-model of the Toijala test site gave very similar values for the culvert strains as the measured ones even if the FE-model was simplified in terms of geometry and

applied material model. On the other hand, it is difficult to model embankment in any other direction than the vertical one correctly if the material model is linear elastic and isotropic. Better values for lateral stresses and strains could possibly be obtained with an anisotropic material model. Because of the isotropic material model the calculated values of lateral stress and strain differ a lot from the measured values in this study also. The isotropic linear elastic material model did not have possibility to tension cut-off either. That is the reason why some parts of the FE-model were under tensile stresses, which can not take place real embankment consisting of unbound aggregates.

The Tampere test site was modelled with similar type of FE-model than the Toijala test site. Young's modules of the structural layers were assumed similar in both embankments. However, the subsoil was visually estimated as till at the Tampere test site. The manufacturer of the railway culverts was also different in Tampere as at the Toijala test site. Anyway, the FE-model gave again fairly similar values as were the measured ones.

According to the measurements and consequent modeling calculations, all the culvert types which were studied were proved to last for a period of 100 years with at least a grade *likely*. The grade *likely* is the third best grade on a six grade scale which was created. In this research the grades are based on Wöhler-curves. The minimum allowable covering thickness of concrete culverts in Finnish railways is nowadays 1,4 m and according to the results of this research it should not be reduced. Even if some culverts in some depths got grade *definite*, there is no reason to decrease the quality of concrete because of possible uncertainties involved e.g. in installation conditions of the culverts, inhomogeneity of the fill material etc. The best way to improve culverts' strength and life time is to increase the strength of the culvert by improving the quality of concrete. Soil layers around the culvert didn't indicate a major effect on culverts' strains. Subsoil having greater Young's modulus also decreases the calculated strains in the culvert. Furthermore, hand calculated strains showed to be considerably lower than the strains calculated by the FE-model.



## ESIPUHE

Tämä ratarummun mallinnusta käsittelevä raportti on osa Ratahallintokeskuksen (RHK) toimeksiannosta tehtävää betonisia ratarumpuja käsittelevää tutkimusta, joka on puolestaan osa yhteispohjoismaista ratarumpututkimusta. Tutkimus on tehty Tampereen teknillisen korkeakoulun (TTKK) pohja- ja maarakenteiden laboratoriossa professori Pauli Kolisojan ohjauksessa. Raportin ovat laatineet diplomi-insinööri Erkki Mäkelä ja professori Pauli Kolisoja.

Tutkimuksen etenemistä valvoi johtoryhmä, johon kuuluivat Pasi Leimi ja Matti Levomäki RHK:n kunnossapitoyksiköstä, Juha Heinonen Oy VR-Rata Ab:sta, Kari Koivunen Abetoni Oy:stä ja Seppo Petrow Rakennustuoteteollisuudesta (RTT r.y.) sekä Pauli Kolisoja ja Erkki Mäkelä TTKK:n pohja- ja maarakenteiden laboratoriosta.

Helsingissä, marraskuussa 2002

Ratahallintokeskus  
Kunnossapitoyksikkö

## SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ.....	3
SUMMARY .....	5
ESIPUHE .....	7
1 JOHDANTO.....	11
2 TAMPEREEN KOEKOHTEN INSTRUMENTOINTI JA MITTAUKSET .....	12
2.1 Taustaa .....	12
2.2 Instrumentointikohde .....	12
2.3 Mitattavat suureet ja instrumenttien toteutuneet sijainnit .....	13
2.4 Mittauksen ajankohta ja mitattu junaliikenne .....	14
2.5 Esimerkkejä mittaustuloksista.....	15
3 TOIJALAN KOEKOHTEN LÄMPÖTILAMITTAUKSET TALVELLA 2000– 2001 .....	19
3.1 Penkereen ja pohjamaan lämpötilamittauksista .....	19
3.2 Lämpötilat pystypoikkileikkauksessa .....	21
3.3 Lämpötilat vaakapoikkileikkauksissa .....	23
3.4 Ratarumpuja ympäröivän penkereen ja pohjamaan jäätyksen estämisestä.....	26
4 TOIJALAN KOEKOHTEN MALLINTAMINEN KERROSRAKENNEOHJELMALLA .....	30
4.1 Kerrosrakennepohjelman ratapenkereen mallintamisessa .....	30
4.2 Laskentakerrokset ja niiden paksuudet sekä käytetyt moduuliarvot eri akselipainoilla .....	31
5 RAUDOITETTUIJEN BETONISTEN RUMPUPUTKIEN MITOITTAMINEN PERINTEISELLÄ KÄSINLASKENTAMENETELMÄLLÄ (BETONIPUTKINORMIT 2001) .....	34
5.1 Rumpuputkien mitoitusperusteet sekä minimi- ja maksimipeitesyvyydet.....	34
5.2 Ratarumpuun kohdistuvien kuormien arviointi .....	38
5.2.1 Peitemaakuorma $Q_m$ .....	38
5.2.2 Putken omasta painosta aiheutuva kuorma $Q_g$ .....	40
5.2.3 Vedenpaineakuorma $Q_v$ .....	40
5.2.4 Liikennekuorma $Q_{ln}$ .....	40
5.3 Putkien mitoitus .....	42
5.3.1 Mitoitus särökuormalle .....	42
5.3.2 Mitoitus myötökuormalle .....	45
5.4 Esimerkki: Toijalan koekohteen mitoittaminen särökuormalle .....	48
5.4.1 Peitemaakuorma .....	48
5.4.2 Putken omapaino .....	50
5.4.3 Vedenpaineakuorma .....	50
5.4.4 Liikennekuorma .....	50
5.4.5 Särökuormaehdon tarkistus .....	51
5.4.6 Momenttien ja normaalivoimien laskeminen kriittisissä poikkileikkauksissa.....	52
5.4.7 Jännitysten ja venymien laskeminen kriittisissä poikkileikkauksissa .....	53
6 RUMPUELEMENTIN KOEKUORMITUKSEN MALLINTAMINEN ELEMENTTIMENETELMÄLLÄ.....	58
6.1 Rumpuelementin elementtimallinnuksen tarkoitus.....	58

6.2	Elementtimenetelmä rumpuelementin mallintamisessa .....	58
6.3	Koerummun mallintamisessa käytetyt laskentaoletukset.....	59
6.4	Laskentatulokset ja niiden vertailu rumpuelementin koekuormituksista saatuihin tuloksiin.....	61
7	RATAPENKEREEN JA -RUMMUN YHTEISTOIMINNAN MALLINTAMINEN ELEMENTTIMENETELMÄLLÄ.....	69
7.1	Mallinnuskohteen yksinkertaistaminen ja elementtimallin muodostaminen .....	69
7.1.1	Geometria ja elementtimallin reunaehdot.....	69
7.1.2	Kuormitus .....	71
7.1.3	Maanpaine.....	74
7.1.4	Kerrosrajat ja moduulit 206 kN (21 t) akselikuormalla.....	78
7.2	Toistokuormitetun maan ja rummun kolmiulotteisen yhteistoiminnan mallintamisessa käytetyt materiaalmallit ja elementtityypit.....	79
7.2.1	Resilient-käyttäytyminen.....	79
7.2.2	Maan ja rummun materiaalmallit .....	80
7.2.3	Elementtityypit ja kontaktipinnat .....	81
7.3	Laskentatulosten ja Toijalan koekohteesta saatujen mitattujen tulosten vertailu ....	84
7.3.1	Ratarumpu.....	84
7.3.2	Penger .....	89
7.3.3	Pölkky .....	101
7.4	Laskentatulosten ja Tampereen koekohteesta saatujen mitattujen tulosten vertailu.....	105
7.4.1	Ratarumpu.....	105
7.5	Ratarumpujen kestävyys arvioiminen toistokuormituksessa.....	109
7.6	Laskennassa varioitujen tekijöiden vaikutus ratarummun rasitukseen. ....	112
7.6.1	Yhteenveto eri laskentavariaatioista.....	112
7.6.2	Toijalan koekohteessa käytetty halkaisijaltaan 800 mm jalallinen rumpuputki.....	114
7.6.3	Halkaisijaltaan 800 mm jalallisten rumpuputkien vertailu kahdella betonin kimmomoduulin arvolla.....	119
7.6.4	Halkaisijaltaan 800 mm jalallisen ja pyöreän rumpuputken vertailu betonin kimmomoduulin ollessa 35 500 MPa .....	121
7.6.5	Halkaisijaltaan 1000 mm jalallisen ja pyöreän rumpuputken vertailu betonin kimmomoduulin ollessa 35 500 MPa .....	123
7.6.6	Halkaisijaltaan 1200 mm jalallisen ja pyöreän rumpuputken vertailu betonin kimmomoduulin ollessa 35 500 MPa .....	126
7.6.7	Halkaisijaltaan 1400 mm pyöreä rumpuputki betonin kimmomoduulin ollessa 35 500 MPa.....	128
7.6.8	Peitesyvyydellä 1,4 m olevat rumpuputket.....	130
7.6.9	Peitesyvyydellä 1,9 m olevat rumpuputket.....	135
7.6.10	Betonin kimmomoduulin variaation vaikutus rummun venymiin .....	140
7.6.11	Maaparametrien variaation vaikutus rummun venymiin .....	144
7.6.12	Pohjamaan vaikutus ratarummun venymiin.....	146
7.7	Elementtimallinnuksesta ja käsinlaskentamenetelmillä saatujen tulosten vertaileminen.....	148
8	YHTEENVETO .....	154
8.1	Johtopäätökset Tampereen koekohteen instrumentoinnista.....	154
8.2	Johtopäätökset Toijalan koekohteen lämpötilamittauksista.....	155



8.3 Johtopäätökset kerrosrakennemallinnuksesta .....	156
8.4 Johtopäätökset elementtimenetelmän käyttökelpoisuudesta ratarummun koekuormitusta kuvaavassa mallinnuksessa. ....	157
8.5 Johtopäätökset elementtimenetelmän käyttökelpoisuudesta ratapenkereen ja -rummun yhteistoimintaa kuvaavassa mallinnuksessa.....	158
8.6 Johtopäätökset ratarumpujen käyttökelpoisuudesta eri peitesyvyyksillä.....	159
8.7 Johtopäätökset elementtimenetelmän ja käsinlaskentamenetelmän vertailusta.....	163
8.8 Johtopäätösten tiivistelmäjohtopäätökset.....	167
KIRJALLISUUSLUETTELO.....	169

## LIITTEET

1. Erittely Tampereen mittauskohteen kautta kulkeneesta liikenteestä
2. Putkien tuentakertoimet
3. Hautateorian mukainen putkeen kohdistuva pystysuora maanpaine kuorma
4. Putkien normaalivoima ja momenttikertoimet

## 1 JOHDANTO

Tämä ratarummun mallinnusta koskeva raportti on osa Ratahallintokeskukselle (RHK) tehtävää ratarumpujen toimintaa käsittelevää tutkimusprojektia. Ratarumpututkimuksen ensimmäinen betonisia rumpuputkia käsittelevä tutkimusraportti esittelee Toijalan ja Viialan välisellä rataosuudella olevan koerummun instrumentoinnin ja mittaukset. Tutkimusraportti on ilmestynyt RHK:n julkaisusarjassa julkaisuna A 8/2001 ”Ratarumpututkimus, instrumentointi ja mittaukset”. Tämä ratarummun mallinnusta koskeva raportti on suoranaista jatkoa instrumentointi- ja mittausraportille.

Tässä mallinnusraportissa esitetään Toijalan koekohteen elementti- ja kerrosrakennemallinnuksen lisäksi kesällä 2001 instrumentoidun ja mitatun Tampereen koekohteen tulokset sekä Toijalan koekohteesta talven 2000-2001 aikana mitatut lämpötilat. Mallinnusraportissa esitetään myös Toijalan koekohteen mitoittaminen käsinlaskentamenetelmällä sekä verrataan eri menetelmillä saatuja tuloksia toisiinsa. Mallinnusraportti painottuu rumpuputkien elementtimallinnukseen.

Elementtimallinnus jakaantuu Tampereen teknillisen korkeakoulun (TTKK) rakennustekniikan osaston koehallissa kuormitettujen rumpuputkien tasomallinnukseen ja Toijalan ja Tampereen koekohteiden 3D-mallinnukseen sekä malliltaan, halkaisijaltaan ja asennussyvyydeltään erilaisten rumpuputkien 3D-mallinnukseen. Tasomallinnuksella selvitettiin rumpuputkien kimmomoduulin E arvo, jota tarvittiin 3D-mallinnusten lähtöarvona. 3D-mallinnuksella selvitettiin rumpuputkien käyttäytymistä toistokuormituksen alaisuudessa erilaisilla akselipainoilla. Toijalan ja Tampereen koekohteiden mittauksilla varmennettiin ensisijaisesti kyseisten elementtimallien toimivuus ja toissijaisesti myös malliltaan, halkaisijaltaan ja asennussyvyydeltään varioitujen elementtimallien toimivuus.

Tasomallinnuksen ja koekohteiden mallinnusten tärkeimmät lasketut suureet olivat

- rumpuputken sisäkehän venymät rummun pohjassa, katossa ja seinämän puolella välissä
- rumpuputken pysty- ja vaakahalkaisijan muutos.

3D-mallinnuksissa tutkittiin myös rummun ulkokehän venymiä rummun seinämän puolella välissä. Toijalan koekohteesta tehdyllä elementtimallilla tutkittiin myös rummun ympärillä olevan maan jännityksiä, venymiä ja siirtymiä.

Kerrosrakennemallinnuksella varmistettiin Toijalan koekohteen alus- ja päällysrakenteen resilient-moduulit penkereen ja tukikerroksen osalta eri akselipainoilla. Resilient-moduulien arvoja käytettiin 3D-elementtimallinnuksessa kerroksellisen maan kimmoduulien arvoina. Kerrosrakennepohjelman käyttöä ratarakenteen resilient-moduulien laskemiseen on esitetty RHK:n julkaisussa A 5/2000 ”Ratarakenteen instrumentointi ja mallinnus, 250 kN:n ja 300 kN: akselipainot”.

Käsinlaskentamenetelmä ja kuormien arvioiminen perustuu Suomen kuntatekniikan yhdistyksen julkaisuun 1 ”Betoniputkinormit 2001”.



## 2 TAMPEREEN KOEKOHTEN INSTRUMENTOINTI JA MITTAUKSET

### 2.1 Taustaa

Ratarumpuututkimuksen ensimmäisessä osassa eli instrumentointi- ja mallinnusosassa käsiteltiin Toijalaan rakennettua koekohtetta. Toijalan koekohteessa rumpu oli sijoitettu noin 2,0 m syvyydelle Kv:sta. Rumpu oli malliltaan jalallinen ja halkaisijaltaan 800 mm. Rummun oli valmistanut Iisalmen saha Oy. Koska elementtimallinnuksen tarkoituksena oli tarkastella malliltaan, halkaisijaltaan ja peitesyvyydeltään erilaisia rumpuja, oli tarkoituksenmukaista varmistaa toisentyyppisellä rumpukohteella elementtimallinnuksen luotettavuus.

### 2.2 Instrumentointikohde

Tampereen koekohte sijaitsee Sääksjärvi–Perkiö rataosalla kilometrilukeman 181+600 kohdalla. Tässä kohdassa pääradan alittaa halkaisijaltaan 1400 mm kaksoisbetonirumpuputki noin 1,4 m syvyydellä radan Kv:sta. Instrumentointikohdalla raide kaartuu itään ja siinä sijaitsee kolme raidetta rinnakkain, joista läntisin raide oli instrumenttien asennus- ja mittaushetkellä vielä rakenteilla. Kuvassa 2.2:1 näkyy instrumentointikohde idän suuntaan sekä rakenteilla oleva läntisin raide.

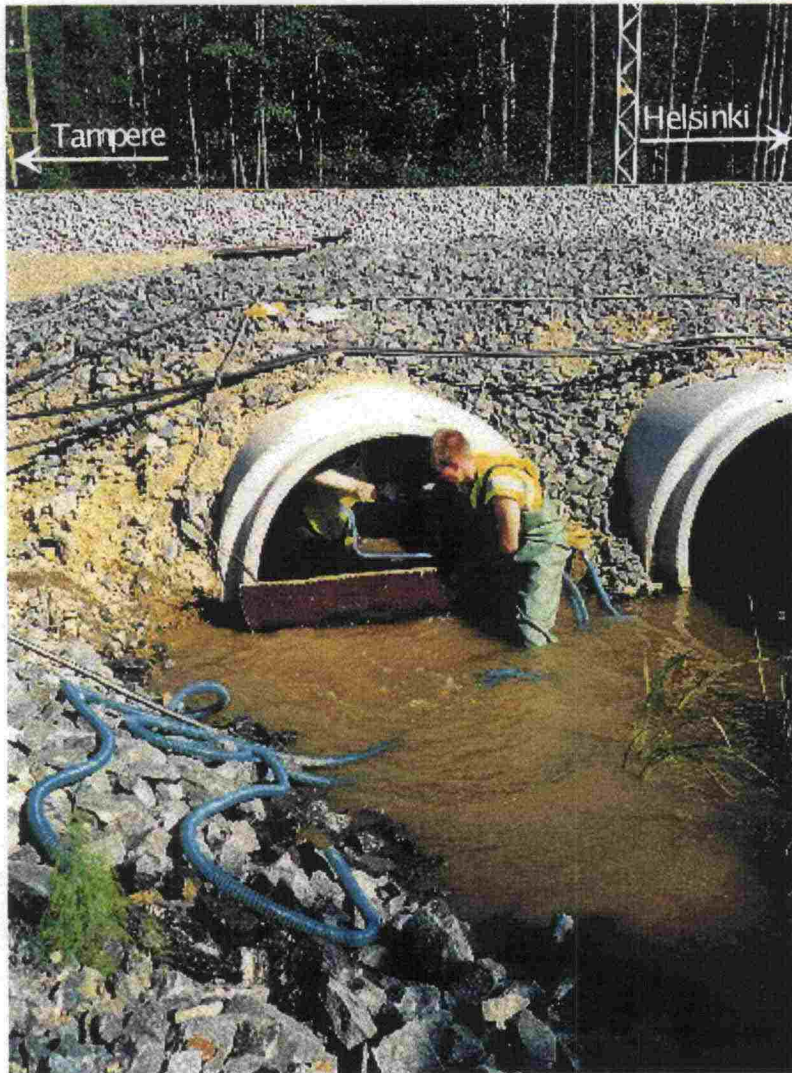


Kuva 2.2:1 Tampereen koekohte idän suuntaan.



Tampereen koekohteen rumputyyppi on pyöreä. Seinämän vahvuus on 180 mm eikä se muutu rummun kehällä kuten jalallisessa rumpuputkessa. Tampereen koekohteen rummun oli valmistanut Abetoni Oy. Tampereen koekohteen pengermateriaalista ja pohjamaasta ei oltu tehty laboratoriotutkimuksia. Penkereen ja tukikerroksen materiaali-parametrit arvioitiin vastaavanlaisiksi kuin Toijalan koekohteessa ja pohjamaa todettiin silmämääräiseen arvion perusteella moreeniksi. Moreenin osalta käytettiin laskennassa sille tyypillisiä arvoja.

Koska Tampereen koekohde oli rakennettu aikaisemmin, mahdollisti se instrumentoinnin ainoastaan raiteen ja rummun osalta. Kuvan 2.2:1 kaksoisrumpuputkesta tyhjennettiin vasemman puoleinen rumpu vedestä ja sinne kulkeutuneesta maa-aineksesta (kuva 2.2:2) ja instrumentit asennettiin tyhjennettyyn rumpuputkeen.

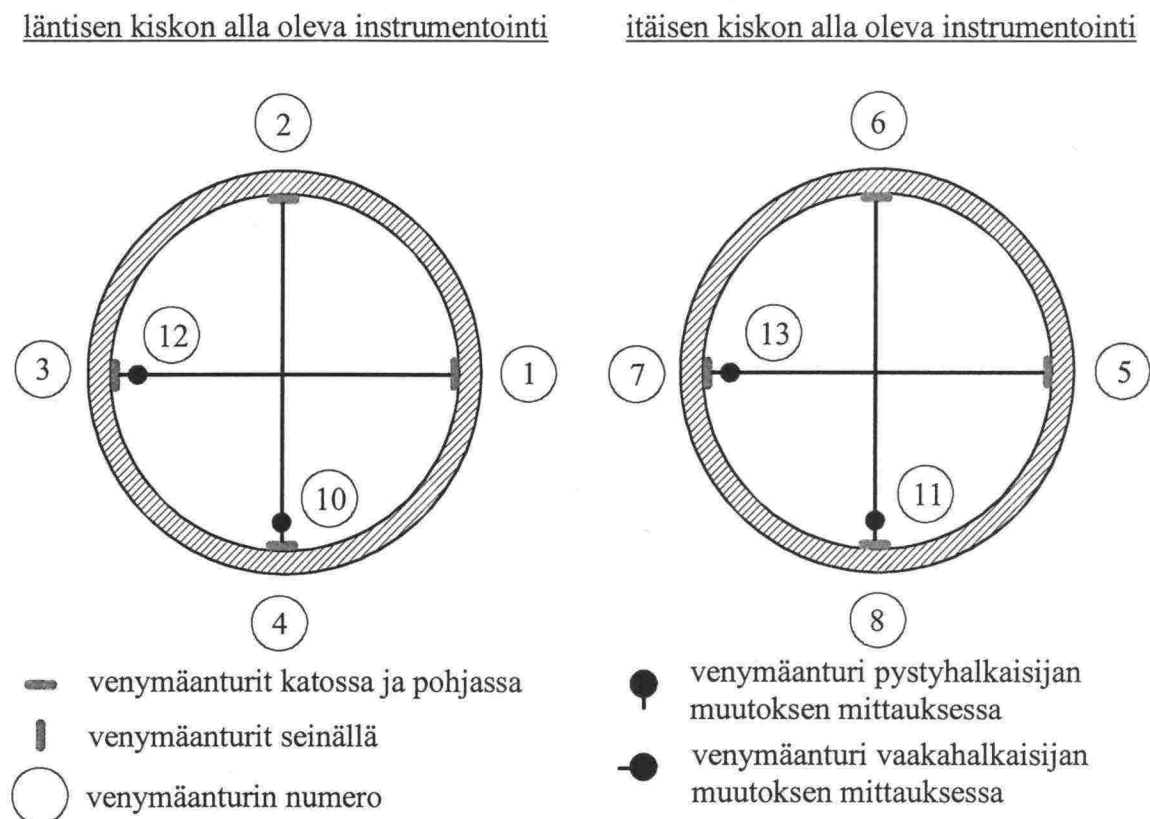


Kuva 2.2:2 Instrumentoitavan rumpuputken tyhjennys vedestä ja maa-aineksesta.

### 2.3 Mitattavat suureet ja instrumenttien toteutuneet sijainnit

Raiteesta mitattiin molempien kiskojen pysty- ja vaakavoimakomponentit. Rummun osalta mitattiin rummun kehän suuntaista venymää katossa, pohjassa ja sivussa sekä rummun pysty- ja vaakasuuntaista halkaisijan muutosta. Rumpuputkeen asennetut

instrumentit sijaitsivat keskimmäisen raiteen molempien kiskojen kohdalla. Kuvassa 2.3:1 esitetään skemaattisesti rummun instrumentointi keskimmäisen raiteen läntisen ja itäisen kiskon kohdalta.



Kuva 2.3:1 Rummun instrumentointi keskimmäisen raiteen molempien kiskojen kohdalta.

Kehän suuntaisia venymäantureita oli yhteensä kahdeksan ja halkaisijan muutosta mittaavia antureita vastaavasti neljä. Kiskojen pystyvoimaa mittaavia instrumentointeja oli kaksi kuten vaakavoimaa mittaavia instrumentointejakin. Anturien paikalleen mittaus ja asennus tehtiin vastaavalla tavalla kuin Toijalan koekohteessa. Anturit itsessään olivat myös kiskojen ja rummun osalta samanlaisia kuin Toijalan koekohteessa. Antureita, paikalleen mittausta ja asennusta putkeen on käsitelty enemmän tämän tutkimuksen ensimmäisessä osassa eli instrumentointi ja mittaussosassa (Mäkelä & Kolisoja 2001).

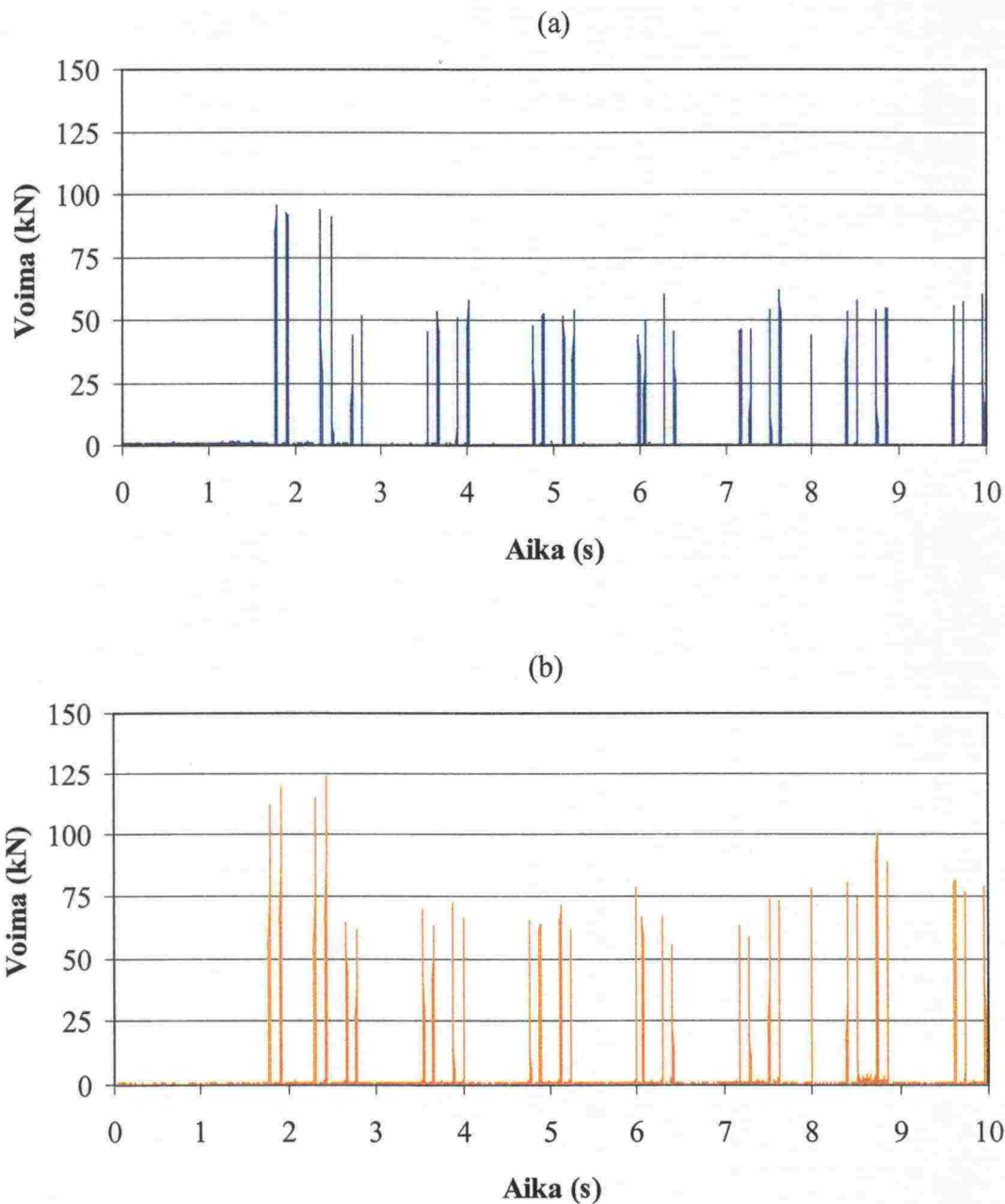
## 2.4 Mittauksen ajankohta ja mitattu junaliikenne

Rummun ja raiteen instrumentointi sekä mittaukset tehtiin kesällä 2001 viikolla 26 eli juhannuksen jälkeisellä viikolla. Mittauspäiviä oli Toijalan koekohteesta poiketen vain yksi eli keskiviikko 27.6. Mitattu junaliikenne koostui vuorokauden normaaliliikenteestä ja mitatut junat esitetään liitteessä 1.



## 2.5 Esimerkkejä mittaustuloksista

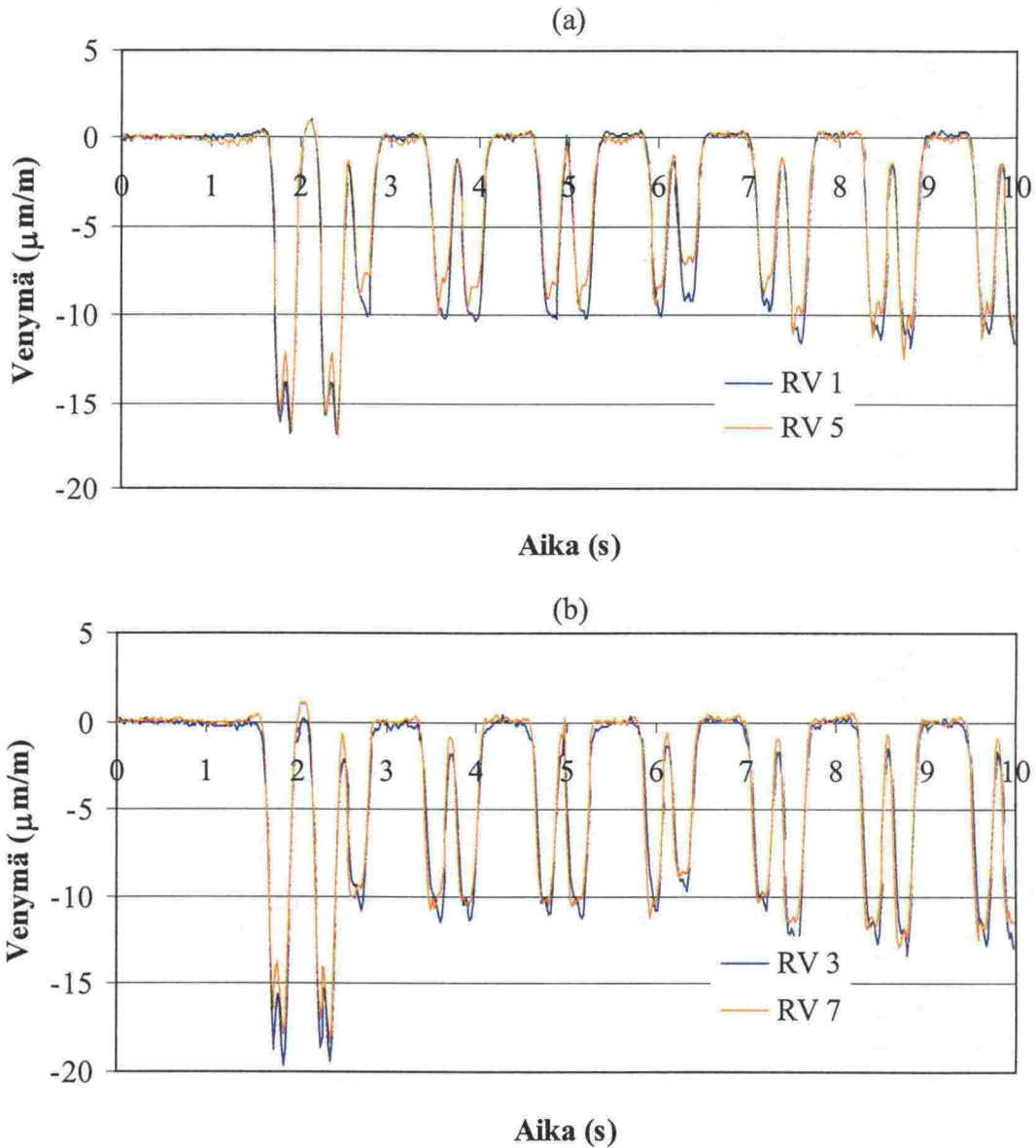
Tässä kappaleessa esitetään esimerkkejä mittaussignaaleista ajan funktiona eri mittausantureilla. Esimerkit on saatu mittauksesta numero 101 eli pikajunasta, joka ylitti instrumentointikohteen 27.6.2001 klo 4.50 (liite 1). Kiskojen osalta tärkeimmät mitattavat suureet olivat pyörävoimien aiheuttamat pystysuuntaiset kuormitukset jokaiselta akselilta. Kuvissa 2.5:1a ja b esitetään läntiseen ja itäiseen kiskoon kohdistuneet pystyvoimat ajan funktiona mittausjakson 10 ensimmäisen sekunnin ajalta.



Kuva 2.5:1 (a) Läntisen ja (b) itäisen kiskon pystyvoima ajan funktiona.

Kuvista 2.5:1a ja b voidaan havaita selvästi yksittäiset akselit. Itäisen kiskon suuremmat voimat selittynevät raiteen kaartumisella itään eli sisäkaarteella mittauskohdassa. Ajan hetkellä 8 s esiintyvä piikki ei ole todellinen akseli, sillä sitä ei voida havaita rummusta saaduilla venymäanturien mittauksilla. Piikki selittyy mittausvirheellä.

Rummun seinämän instrumenteista saatuja mittaustuloksia esitetään kuvissa 2.5:2a ja b.

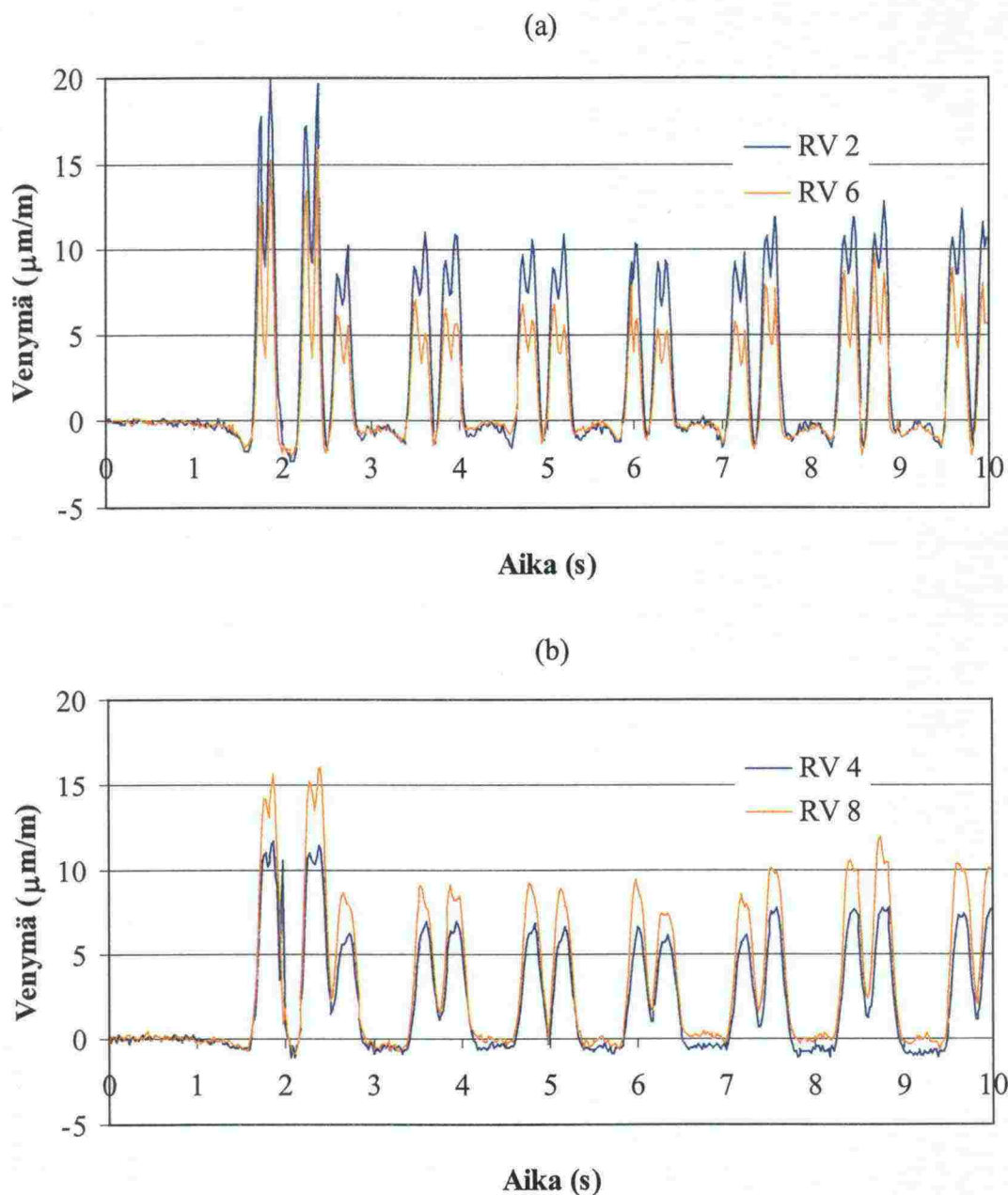


Kuva 2.5:2 Rummun seinämän venymät (a) Helsingin ja (b) Tampereen puoleisella seinällä.

Kuvissa 2.5:2a ja b esiintyvien anturien numerot on esitetty kuvassa 2.3:1. Tampereen puoleisen seinämän suuremmat venymät selittynevät rumpua ympäröivällä maalla, kun vastaavasti Helsingin puoleisella seinällä noin puolen metrin maakerroksen jälkeen vastaan tulee kaksoisrummun Helsingin puoleinen rumpu (kuva 2.2:1). Venymäanturien

kiinnityskohdissa betoniin ja antureihin saattoi vaikuttaa kitka, joka saattaa näkyä myös anturien antamissa tuloksissa. Tämä ilmiö on periaatteessa mahdollinen kaikissa rummun kehälle asennetuissa venymäantureissa. Venymäanturien kiinnityksissä saattaa esiintyä myös vähäistä välystä. Vaikka venymäanturit olisi kiinnitetty mahdollisimman identtisesti rumpuun on muistettava mahdolliset epähomogeenisuudet niin maassa kuin betonissakin.

Kuvissa 2.5:3 esitetään rummun katon ja pohjan venymiä ajan funktiona.



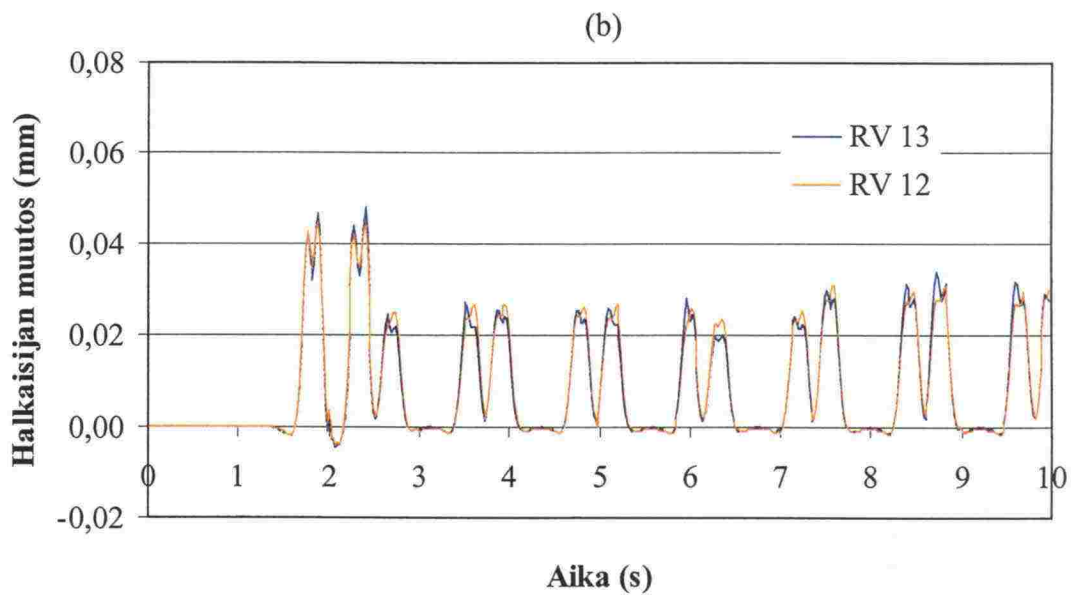
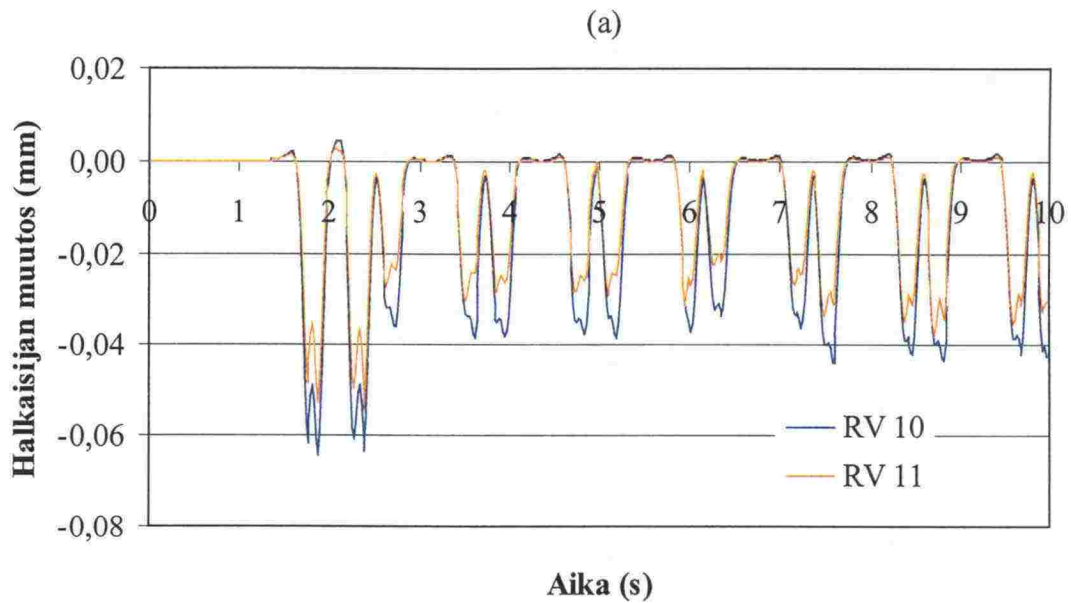
Kuva 2.5:3 Rummun katon (a) ja pohjan (b) venymiä ajan funktiona.

Kuvassa 2.5:3a eli katossa olevat venymät näyttäisivät olevan suuremmat läntisen kiskon kohdalla, kun taas pohjan venymissä (kuva 2.5:3b) itäisen kiskon kohdalla olevat



venymät näyttäisivät olevan suuremmat. Vaihtelu selittynee edellä esitetyllä antureiden kiinnityksellä ja mahdollisella välyksellä sekä maan ja betonin epähomogeenisuudella.

Rummun pysty- ja vaakahalkaisijan muutosta esitetään kuvissa 2.5:4a ja b.



Kuva 2.5:4 Rummun (a) pysty- ja (b) vaakahalkaisijan muutos ajan funktiona.

Rummun pystyhalkaisijan muutos näyttäisi olevan suurempaa läntisen kiskon kohdalla, kun taas vaakahalkaisijan muutos näyttäisi olevan saman suuruista itäisen ja läntisen kiskon kohdalla. Pystyhalkaisijan muutoksen erot eivät selity nyt kitkalla, sillä anturit ovat kiinni varsissa ja vain pieneltä osin seinässä. Erot johtunevat muista aiemmin mainituista tekijöistä.

### 3 TOIJALAN KOEKOHTTEEN LÄMPÖTILAMITTAUKSET TALVELLA 2000–2001

#### 3.1 Penkereen ja pohjamaan lämpötilamittauksista

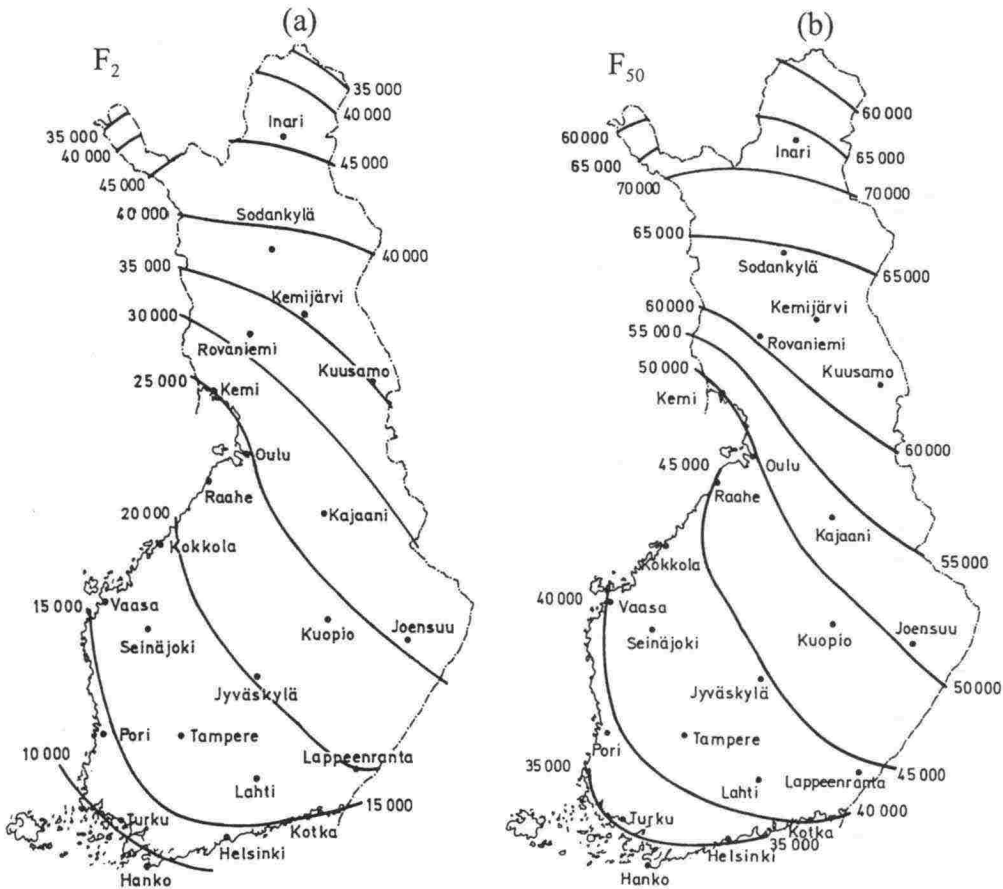
Toijalan koekohteeseen asennettiin pohjamaahan ja penkereeseen yhteensä 19 lämpötila-anturia viidelle eri korkeustasolle. Lämpötila-anturien sijainti on esitetty rumpututkimuksen ensimmäisessä eli instrumentointi- ja mittausosassa (Mäkelä & Kolisoja 2001). Pakkaskauden 2000–2001 aikana mitattiin lämpötiloja neljä kertaa. Muita mittausajankohtia olivat alkukesä ja syksy 2001. Lämpötilamittausten tarkoituksena oli selvittää rummun vaikutus penkereen ja pohjamaan lämpötilakäyttäytymiseen sekä arvioida tällä tavalla mahdollisesti tarvittavia jatkotoimenpiteitä olemassa oleville ja tulevaisuudessa rakennettaville rummuille.

Maaperän lämpötilakäyttäytymistä arvioidaan pakkasmäärällä eli pakkaskauden pituus kerrottuna kauden keskimääräisellä ilman lämpötilalla ( $K_h$ ) tai ilman lämpötilan aika-integraali pakkaskaudella (Kivikoski et al. 1987). Koska Toijalan koekohteen kohdalta ei ole mitattu säännöllisesti ilman lämpötiloja, on jouduttu turvautumaan lähimpään ilmatieteenlaitoksen säähavaintopisteeseen eli Tampere-Pirkkalan lentoaseman säähavaintopisteeseen pakkasmäärän ja eri mittausajankohtien siihen asti kertyneiden pakkastuntien ( $K_h$  tai  $^{\circ}Ch$ ) laskemisessa. Tampere-Pirkkalan lentokentän säähavaintopisteestä kerran kolmessa tunnissa saadut miinusmerkkiset ( $^{\circ}C$ ) lämpötilat on kerrottu kolmella ja summattu yhteen. Näin on saatu kyseisen mittausajankohdan pakkastuntien summa. Talven kokonaispakkasmäärä ei näin ota huomioon mahdollisia plusmerkkisiä ( $^{\circ}C$ ) ajanjaksoja talvessa.

Pakkaskauden 2000–2001 (1.9.2000–30.4.2001) pakkasmääräksi Tampere-Pirkkalan lentoasemalla saatiin edellä kuvatulla kerto- ja yhteenlaskutavalla  $-14746,8^{\circ}Ch$ . Taulukossa 3.1:1a esitetään mittausajankohdat ja kertyneiden pakkastuntien summa. Pakkasmäärän suuruutta muihin talviin verrattuna voidaan arvioida niin sanotuilla kerran n vuodessa toistuvilla pakkasmäärillä  $F_n$ . Yleisimpiä taulukoituja  $F_n$  arvoja ovat  $F_2$ ,  $F_5$ ,  $F_{10}$ ,  $F_{20}$  ja  $F_{50}$ . Kuvissa 3.1:1a ja b esitetään kerran kahdessa vuodessa ja kerran 50 vuodessa toistuva pakkasmäärä (Pohjarakennusohjeet 1988). Taulukkoon 3.1:1b on kerätty yleisimpien  $F_n$  arvojen vastaavia pakkasmääriä Toijalan seudulla.

Taulukko 3.1:1 (a) Mittausajankohta ja Tampere-Pirkkalan lentoasemalla kertynyt pakkastuntien summa klo 12.00 ja (b) Toijalan seudulla toistuvia pakkasmääriä  $F_n$  (Kh).

(a)		(b)	
Pvm	Pakkastuntien summa (Kh)	Pakkasmäärän toistuvuus	Pakkasmäärä (Kh)
18.10.2000	14	$F_2$	~17 000
22.1.2001	3 316	$F_5$	~25 000
9.3.2001	12 170	$F_{10}$	~30 000
2.4.2001	14 558	$F_{20}$	~34 000
19.6.2001	14 746	$F_{50}$	~41 000
25.10.2001	-	Talvi 2000-2001	14 7467



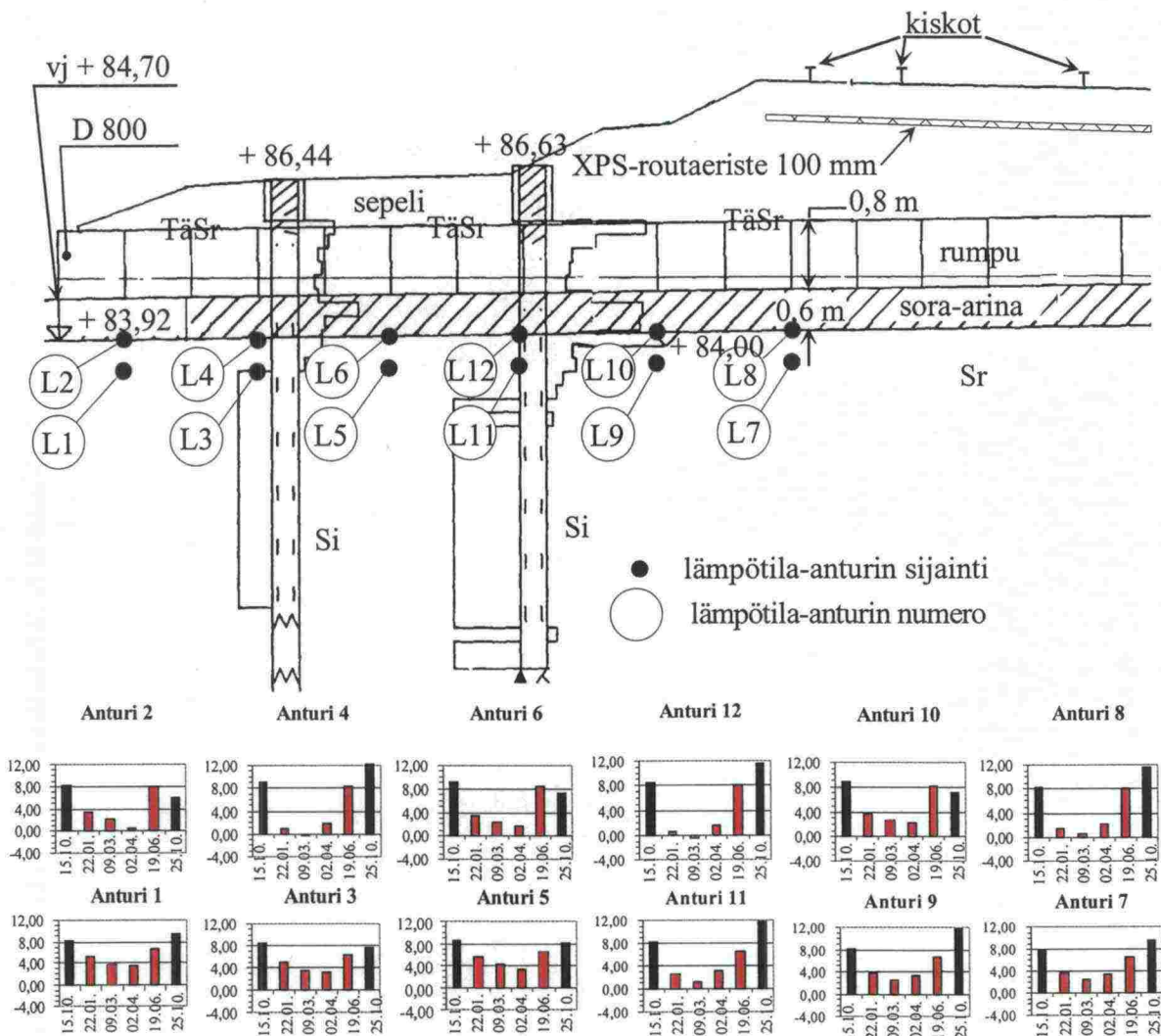
Kuva 3.1:1 Kerran (a) 2 vuodessa  $F_2$  (Kh) (b) 50 vuodessa  $F_{50}$  (Kh) toistuva pakkasmäärä Suomessa (RIL 121-1988).



Taulukoista 3.1:1a ja b selviää, että talvea 2000–2001 voidaan pitää lauhana talvena, koska mitattu pakkasmäärä  $14\,746,8\text{ Kh} < F_2$ . Huomio! taulukko 3.1:1b *ei tarkoita* n vuoden keskiarvopakkasmäärää vaan ainoastaan tilastollisesti kerran n vuodessa toistuvaa pakkasmäärää. Tämän takia taulukon 3.1:1b perusteella ei voida ottaa kantaa oliko talvi 2000–2001 pakkasmäärältään suurempi tai pienempi kuin esimerkiksi viimeiset 2 tai 20 talvea keskimäärin. Taulukkoon 3.1:1a ei ole merkitty vuoden 2001 lokakuun 25. päivälle pakkastuntien summaa, sillä se päivä edustaa talvea 2001–2002. 25.10.2001 on otettu mukaan lähinnä sillä perusteella, että voidaan arvioida kesän 2001 lämpimyyttä verrattuna kesään 2000. Tämä asia selviää, kun seuraavassa kappaleessa verrataan pysty- ja vaakapoikkileikkauksissa esitettyjä vuoden 2000 ja 2001 lokakuun lämpötiloja. Lokakuiden lämpötilat on merkitty kuvissa 3.2:1–3.3:2. mustilla pylväillä. Seuraavissa kappaleissa esitetään penkereessä ja pohjamaassa sijaitsevien lämpötila-anturien lämpötilat taulukon 3.1:1a mukaisina mittausajankohtina.

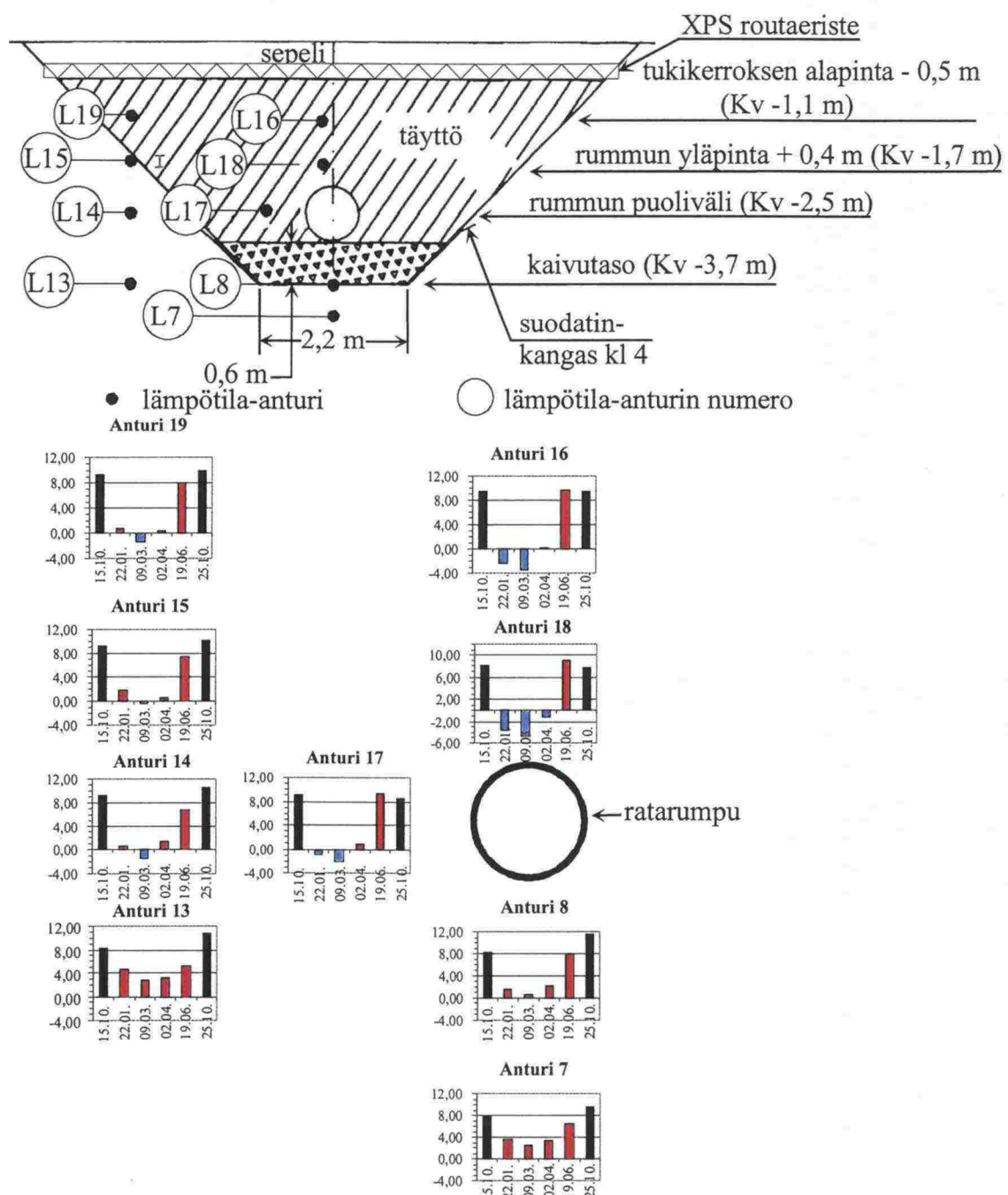
### 3.2 Lämpötilat pystypoikkileikkauksessa

Kuvassa 3.2:1 esitetään pystypoikkileikkaus penkereen leveyssuunnassa. Kuvasta näkyy rummun alle sijoitetut lämpötila-anturit ja niiden lämpötilat eri mittausajankohtina.



Kuva 3.2:1 Rummun alle sijoitettujen lämpötila-antureiden lämpötilat.

Kuvasta 3.2:1 voidaan havaita 9.3.2001 tehdyn mittauksen antaneen puolelle kaikista rummun alapuolelle sijoitetuista antureista alhaisimmat lämpötilat. 2.4.2001 tehty mittaus antaa vastaavasti lopuille antureista alhaisimmat lämpötilat. Antureista ainoastaan numerot 4 ja 12 ovat käyneet jäätymisrajan alapuolella. Molemmat anturit sijaitsevat kaivutasossa. Syvemmältä pohjamaasta mitatuista lämpötiloista alhaisin näyttäisi olevan anturin 11 antama  $1,18^{\circ}\text{C}$ . Kuvan 3.2:1 antureiden lämpötilakäyttäytymiseen on vaikuttanut huomattavasti sekä virrannut vesi ja sen lämpötila että vuotuinen pakkasmäärä. Kuvassa 3.2:2 esitetään penkereen pystypoikkileikkaus penkereen pituussuunnassa kuvan 3.2:1 anturien 7 ja 8 kohdalta.



Kuva 3.2:2 Lämpötilat penkereen pituussuuntaisessa pystypoikkileikkauksessa.



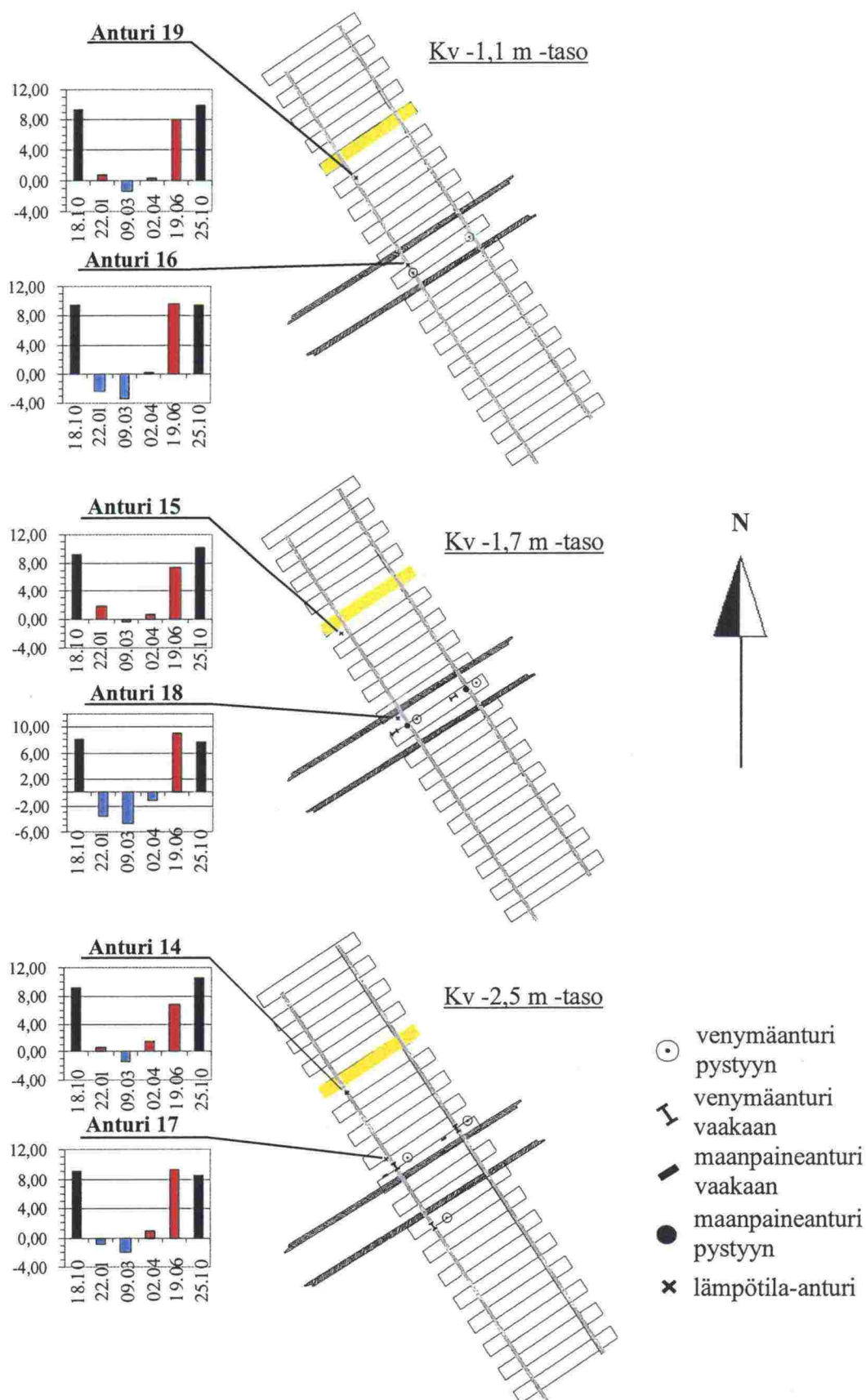
Kuvan 3.2:2 anturilla 18 on lämpötila-asteikko erilainen kuin muilla antureilla. Alhaisimmat lämpötilat saavutettiin kaikilla antureilla 9.3.2001 tehdyllä mittauksella. Alhaisin lämpötila  $-4,72\text{ }^{\circ}\text{C}$  oli mitattu rummun yläpuolella olevasta anturista 18. Rummun vaikutus penkereen jäähtymiseen ja lämpenemiseen on erittäin selvä. Mitä lähempänä rumpua anturi sijaitsee, sitä nopeammin se reagoi ilman jäähtymiseen/lämpenemiseen. Kuvassa 3.2:2 vasemmalla sijaitsevien antureiden antamista tuloksista havaitaan vielä rummun vaikutus. Tarkasteltaessa 9.3.2001 tehtyä mittausta havaitaan, kuinka ylin anturi 19 on pakkasen puolella. Seuraava syvemmällä oleva anturi 15 on lähellä nollaa. Anturin 14 pitäisi antaa saman päivän mittauksissa plusmerkkinen arvo, jos ratarumpua ei olisi penkereessä. Nyt kuitenkin penkereestä mitataan pakkasen puolella oleva arvo, koska rumpu viilentää ympäristöä. Anturi 13, joka sijaitsee syvemmällä pohjamaassa, antaa selvästi nollan yläpuolella olevan arvon eli pohjamaan lämmittävällä vaikutuksella on suurempi merkitys kuin rummun viilentävällä vaikutuksella.

Tarkasteltaessa 9.3.2001 tehtyä mittausta antureilla 14 ja 17 havaitaan selvästi rummun vaikutus lämmön vaakasuuuntaisessa johtumisessa. Huomattavaa on se, että anturi 14 sijaitsee kuivakuorisavessa eikä täyttösorassa, kuten anturi 17. Vasemmalla olevista antureista voidaan havaita kesän 2001 olleen lämpimämpi kuin kesän 2000. Tämä käy ilmi tarkasteltaessa antureiden vuosien 2000 ja 2001 lokakuussa tehtyjä mittauksia. 25.10.2001 tehdyt mittaukset antavat kaikilla kuvan 3.2:1 vasemman puoleisilla antureilla suuremman arvon kuin 15.10.2000 tehty mittausta. Erot ovat pienimmillään ylhäällä eli anturilla 19 ja suurimmillaan anturilla 13. Asia selittyy ilman jäähtymisellä syksyllä eli penkereen jäähtyminen alkaa ylempää ja hidastuu alaspäin mentäessä. Rummulla ei näyttäisi olevan tässä tapauksessa merkitystä. Asia selittynee sillä, että maahan varastoitunut lämpö riittää vielä 25.10.2001 pitämään anturin 14 sellaisissa oloissa kuin rumpua ei olisi olemassakaan. Verrattaessa 25.10.2001 mittauksia antureilla 14 ja 17 havaitaan rummun viilentävä vaikutus. Voidaan tehdä myös sellainen johtopäätös anturien 14 ja 17 lokakuun 2001 mittauksesta, että täyttösora jäähtyy nopeammin ainakin rummun ympärillä ollessaan kuin kuivakuorisiltti.

Kuvan 3.2:2 olennaisin asia on rummun sivuilla olevan kuivakuorisaven jäähtyminen. Samasta kuvasta voidaan todeta myös, että rummun yläpuolinen penger jäähtyy kokonaan myös suhteellisen leutoina talvina, kuten mittaustalvena 2000–2001. Rummun alla olevan maan jäähtymiseen vaikuttaa voimakkaasti kuvien 3.2:1 ja 3.2:2 perusteella veden virtaus putkessa. Kuivan kevään jälkeen rummun alta mitattavat lämpötilat saattaisivat olla huomattavastikin alhaisemmat.

### 3.3 Lämpötilat vaakapoikkileikkauksissa

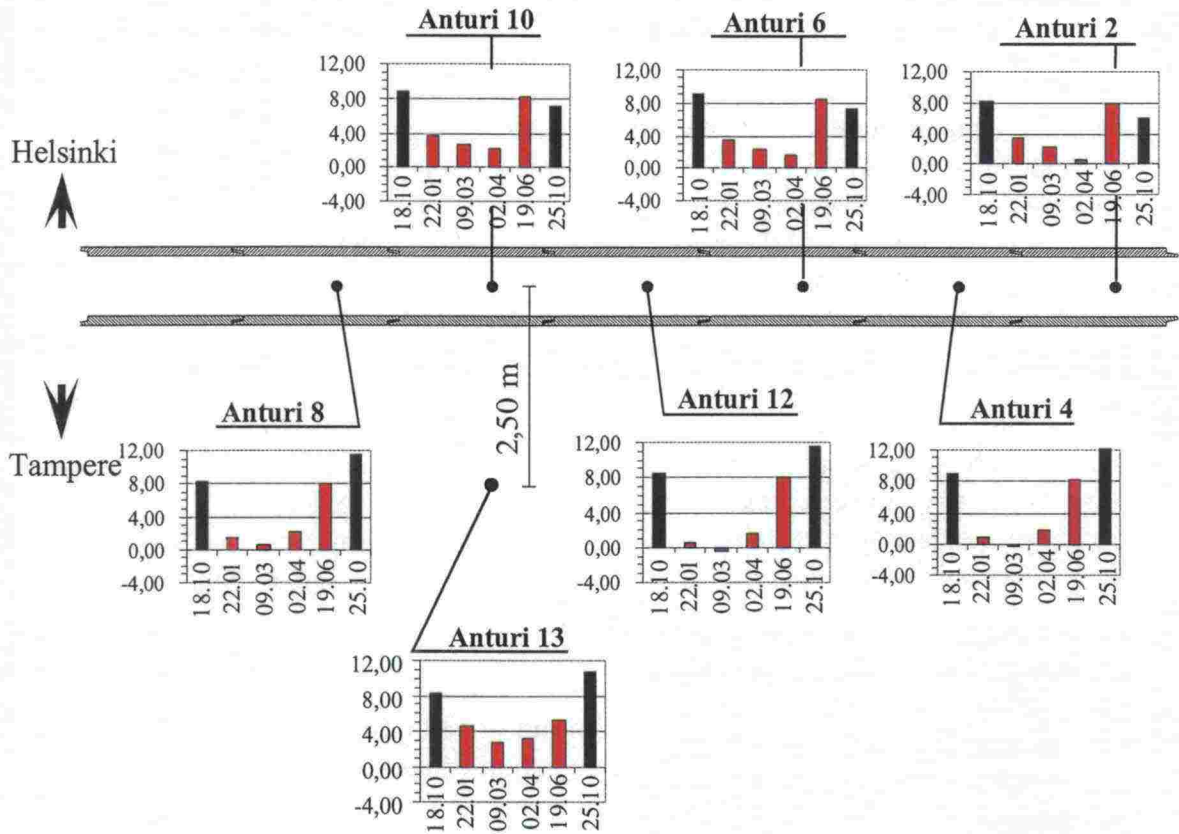
Penkereen lämpötilat esitetään kolmella vaakapoikkileikkaustasolla kuvassa 3.3:1. Jokaisella tasolla on kaksi lämpötila-anturia. Ylin taso sijaitsee Kv  $-1,1\text{ m}$  ja siellä olevat lämpötila-anturit ovat rummun yläpuolella ja Tampereen puoleisella sivulla. Keskimäinen taso sijaitsee Kv  $-1,7\text{ m}$  ja lämpötila-anturit ovat käytännössä ylimmän tason antureiden alapuolella. Alin taso sijaitsee Kv  $-2,5\text{ m}$ . Anturi 17 on rummun seinämästä noin puolen metrin päässä ja anturi 14 vastaavasti ylempien tasojen Tampereen puoleisten antureiden alapuolella. Pohjamaan lämpötilat vaakapoikkileikkauksessa esitetään kuvassa 3.3:2. Kuva 3.3:2 esittää pohjamaan ylemmän eli kaivutason ja alemman tason lämpötila-anturit ja lämpötilat.



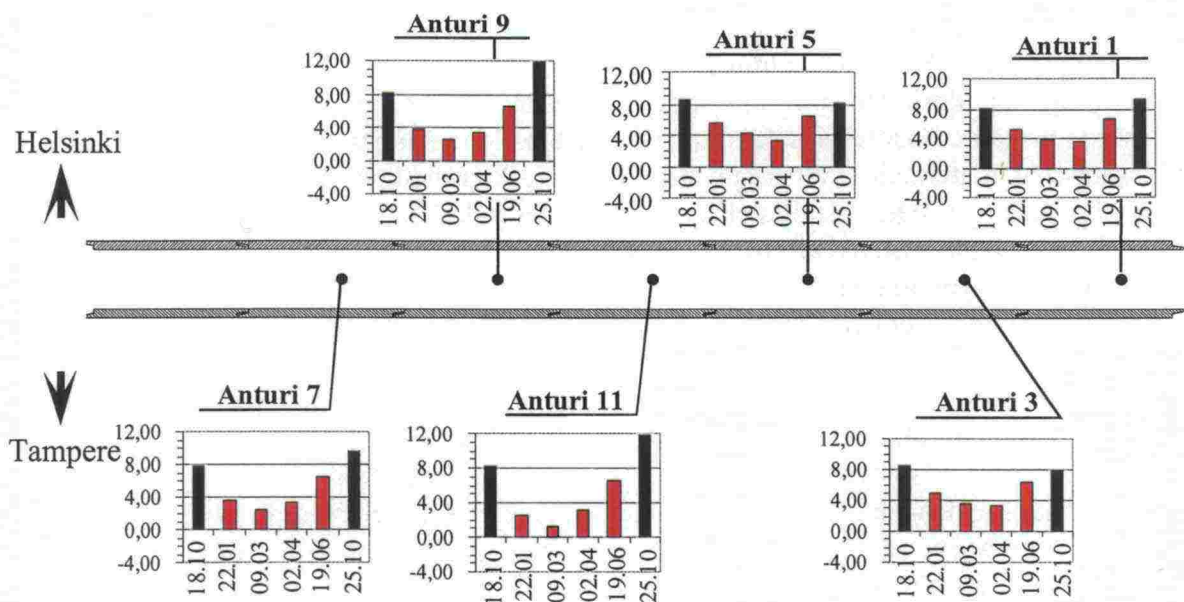
Kuva 3.3:1 Penkereen eri tasoilta olevista vaakapoikkileikkauksista mitatut lämpötilat.



## YLEMPI TASO (kaivutaso)



## ALEMPI TASO (-0,5 m kaivutasosta)



• lämpötila-anturi

Kuva 3.3:2 Pohjamaan lämpötilat ylemmällä ja alemmalla vaakapoikkileikkaustasolla.



Kuvasta 3.3:1 havaitaan kuvan 3.2:2 tavoin kuinka maa lämpenee ja kylmenee rummun läheisyydessä ilman lämpötilasta nopeammin kuin kauempana penkereessä ja pohjamaassa oleva maa. Kuvan 3.3:2 lisäinformaatio verrattuna kuvaan 3.2:1 tulee ylemmän tason anturista 13. Vertaamalla kuvan 3.3:2 ylemmän tason anturin 13 antamia lämpötiloja muihin saman tason antureiden antamiin lämpötiloihin, havaitaan jälleen maan vaikutus lämpötilaerojen tasaajana. Anturin 13 käyttäytymistä selittää myös sen sijainti kuivakuorisavessa. Muut kuvan 3.3:2 ylemmän tason anturit sijaitsevat käytännössä täyttösorassa tai täyttösoran ja kuivakuorisaven rajapinnassa. Täyttösoran suuri huokos-tilavuus mahdollistaa kuivakuorisavea suuremman vedenläpäisevyyden ja tätä kautta suuremman lämpötilavaihtelun. Tämä asia näkyy myös kuvien 3.2:1 ja 3.3:2 ylemmän ja alemman tason antureiden lämpötilakäyttäytymisessä.

Kuvista 3.2:1–3.3:2 selviää Toijalan koekohteen lämpötilakäyttäytyminen talven 2000–2001 aikana. Vaikka tulevat talvet olisivatkin pakkasmäärältään aivan saman suuruisia, täysin samanlaisia lämpötilamittausten arvoja ei todennäköisesti saataisi. Penkereen lämpötilakäyttäytymiseen vaikuttaa pakkasmäärän lisäksi vuoden keskilämpötila, kesän aikana penkereeseen varastoitunut lämpö, mahdolliset lämpimät ajanjaksot talvella, penkerettä suojaavan lumikerroksen paksuus ja lumen satamisaika, tuuli, rummussa ja sen alapuolella olevassa sora-arinassa virtaavan veden määrä ja lämpötila. Edellä mainituista seikoista johtuen on mahdollista, että talven 2000–2001 pakkasmäärällä rummun ympärillä ja alapuolella oleva kuivakuorisavi voi jäätä, jos edeltäneenä kesänä penkereeseen varastoitunut lämpömäärä on jäänyt alhaiseksi, syksy ja talvi on vähäsateinen ja -luminen, pakkasen saapuu paljon ennen lumen tuloa ja talvella tuulee suhteellisen paljon.

### **3.4 Ratarumpuja ympäröivän penkereen ja pohjamaan jäätyminen estämisestä**

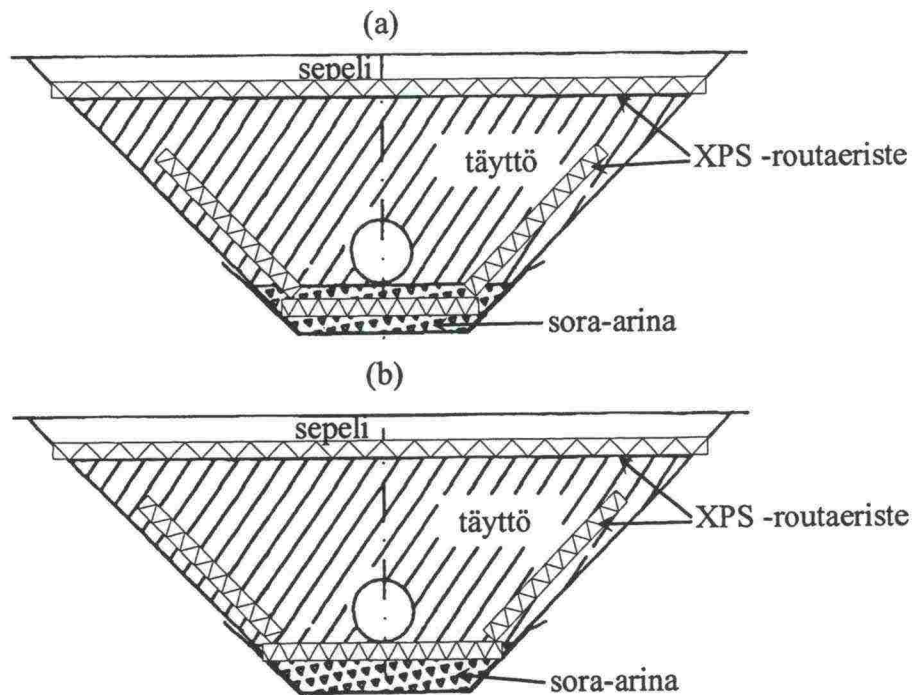
Toijalan koekohteen lämpötilamittaukset osoittivat selvästi mahdollisen routivan maaperän jäätyminen johtuvan ennemmin ratarummusta kuin itse penkereestä. Edellisessä kappaleessa esitetyille luonnon ilmiöille ei mahdeta käytännössä mitään, joten parannusehdotusten kohteeksi kannattaa valita itse ratarumpu. Olemassa olevien rumpuputkien mahdollinen suojaaminen kannattaisi aloittaa tutkimalla rumpuputkien päiden suojaamista. Perinteinen rumpuputkien suojaamisen menetelmä on ollut asettaa havuja rummun päiden suojaksi pakkaskauden alettua. Menetelmän etuja on havujen helppo saatavuus, materiaalin ympäristöystävällisyys ja kierrätettävyyys. Lisäksi havut toimivat ihanteellisesti rummun suulla eli eristävät tuulta ja lämpöä, mutta sallivat mahdollisten pienten sulamisvesien läpivirtauksen putkeen ja putkesta pois. Menetelmän huonoja puolia ovat työvoimavaltaisuus, jollei menetelmiä pystytä koneellistamaan, ja havujen oikea-aikainen asentaminen ja poisottaminen. Havujen liian aikainen asentaminen tai liian myöhäinen poisottaminen saattaa tukkeuttaa rummun sulamisvesien viedessä rummun suojaamiseksi tarkoitetut havut tukokseksi itse rumpuputkeen. Olemassa olevien rumpuputkien päiden suojaksi voitaisiin kehittää myös uudenlaisia menetelmiä, kuten erilaisia ”hytysverkko-” ja saranoituja luukkumenetelmiä. Hytysverkot olisi helpointa asentaa rummun pätyyn tulevaan elementtiin. Saranoidut luukut toimisivat maalaistalon ovessa olevan koiran/kissanluukun tavoin, mutta nyt ainoastaan toiseen suuntaan eli veden virtauksen suuntaan. Ongelmaksi muodostuu rumpujen tukkeutumisvaara ja sitä kautta jopa penkereen stabiliteetin menetys, jos luukut eivät jostain syystä toimitisikaan.

Järeämpiä menetelmiä niin pohjamaan jäätymisen estämisen tehokkuudessa kuin kustannuksiltaan ovat erilaiset rummun lämmittämismenetelmät. Nämä saattaisivat tulla kysymykseen lyhytaikaisina ratkaisuna ja silloinkin erittäin poikkeavissa tapauksissa.

Tulevien rumpuputkien aiheuttama mahdollinen pohjamaan routimisvaara voidaan ottaa huomioon jo suunnitteluvaiheessa. Tämä luo olemassa oleviin rumpuputkiin nähden huomattavasti laajemmat, paremmat ja pitkällä aikavälillä halvemmat mahdollisuudet estää pohjamaan routiminen. Yksinkertaisin ja halvin tapa lienee suunnitella rummun halkaisija juuri oikealle veden virtaamamäärälle ilman ylimääraistä varmuutta. Mitä pienempi putki on halkaisijaltaan, sitä pienempi on siitä aiheutuva epäjatkuvuuskohta penkereessä ja sitä pienemmältä pinta-alalta pakkanen pääsee vaikuttamaan penkereeseen ja pohjamaahan. Kuvista 3.2:2 ja 3.3:2 havaitaan selvästi veden lämmittävä vaikutus. Sijoittamalla rumpu mahdollisimman syvälle ilman liettymisvaaraa, saadaan putkessa olevan veden määrä suuremmaksi ja tätä kautta ilmaan kohdistuvan putken pinta-ala pienemmäksi. Pohjamaahan tehtävää kaivantoa levantämällä sivuttaissuunnassa sekä rummun alla olevaa sora-arinakerrosta paksuntamalla voidaan lisätä routimattomien kerrosten suuruutta melko yksinkertaisesti. Kaivannon leveyden kasvatamista rajoittaa tietyissä tapauksissa apusillan pituus, joka on suurimmillaan 12 m.

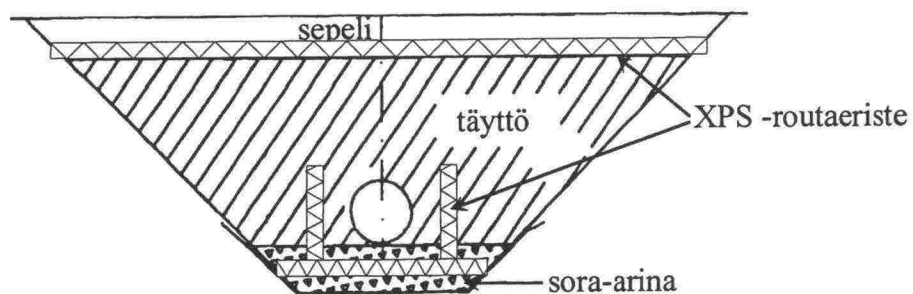
Milloin sorakerrosten suuruuden lisääminen on esimerkiksi kaivannon stabiliteetin takia hankalaa tai liian kallista, voidaan ruveta miettimään lisälämmöneristyksen käyttämistä. Lisälämmöneristeenä voidaan käyttää esimerkiksi tukikerroksen alapinnassa käytettävää XPS-lämmöneristettä. Muidenkin lämmöneristemateriaalien käyttömahdollisuuksia pitäisi tutkia, sillä rummun alle ja sivuille sijoitettavat lämmöneristeet sijaitsevat niin syvällä, että syklisen kuormituksen aiheuttamat rasitukset ovat huomattavasti pienemmät kuin tukikerroksen alapinnan tasolle sijoitetuissa XPS-lämmöneristeissä. Tutkittavia materiaaleja voisi olla ainakin kevytsora eri muodoissa. Kevytsoraa voitaisiin ajatella käytettävän rummun ympärystäytössä. Käytettäessä XPS-levyjä lämmöneristeenä ne voitaisiin asentaa penkereeseen esimerkiksi kuvien 3.4:1a ja b tapaan.





Kuva 3.4:1 XPS-routaeristeen sijoitusmahdollisuuksia rummun ympärillä.

XPS-routaeristeen sijoittaminen kuvien 3.4:1a ja b tapaan olisi eristeen toiminnan kannalta oikea, mutta työteknisesti hankala. Kuvassa 3.4:1b routaeriste on nostettu sora-arinan puolesta välistä rummun alapinnan tasoon. Tämän ratkaisun hyvä puoli on XPS-levyn antama hyvä ja tasainen alusta jalalliselle rumpuputkelle. Haittapuolia kuvien 3.4:1a ja b XPS-routaeristeen sijainnille aiheutuu asennuksesta. Asennuksen onnistuminen riippuu sora-arinan tasaisuudesta ja tiivyydestä sekä eritoten sivuilla soran pysyvyydestä. Kuvassa 3.4:1b pyöreät rumpuputket siirtävät rummun omanpainon ja rummun yläpuolella olevan maan painon pienelle routaeristeen pinta-alalle, joka voi aiheuttaa ongelmia XPS-eristeen puristuslujuudessa eritoten pitemmällä aikavälillä. Materiaalimenekiltään pienimpiin kustannuksiin päästäisiin, kun rummun sivuilla oleva routaeristelevy nostettaisiin pystyyn kuvan 3.4:2 tapaan.



Kuva 3.4:2 XPS-routaeristeen nostaminen pystyyn sivuilla.

Kuvassa 3.4:2 oleva kaivutason suuntainen XPS-routaeriste voisi sijaita pyöreällä rumpuputkella kuvan osoittamassa paikassa ja jalallisella rumpuputkella ylempänä heti rummun alapinnan tasolla. Rummun sivuilla pystysuunnassa olevien eristelevyjen sijainnin määrittää tiivistämiseen käytetty kalusto. Esimerkiksi Toijalan koekohteessa tiivistämiseen käytettiin Bomagin BPR 50/52 D-2 tyyppistä tärylevyä, jonka työleveys oli 520 mm. Tällä tärylevyllä kuvan 3.4:2 rummun ja pystysuorien XPS-eristelevyjen välinen etäisyys voisi olla minimissään noin 550 mm. Pystysuoran eristelevyn korkeus määräytyisi vähintäänkin rummun korkeuden mukaiseksi tai syvissä kaivannoissa rummun ympärillä olevan routivan materiaalin yläpinnan korkeustasoa vastaavaksi.

Lämmöneristeen sijoittaminen rumpuputkeen jo rummun valmistusvaiheessa tehtaalla saattaisi olla toimiva ratkaisu tapauksissa, joissa vaaditaan esimerkiksi nopeaa rakentamista tai ulkopuolisten lämmöneristeiden asentaminen on hankalaa. Lämmöneriste voisi sijaita esiasennetuissa lämmöneristerummuissa, joko rumpujen ulko- tai sisäpinnalla. Ulkopintaan asennettu lämmöneriste ei tarvitse erillistä suojausta virtaavan veden kuluttavaa vaikutusta vastaan. Sisäpintaan asennettu lämmöneriste olisi materiaalimenekiltään pienin.



## 4 TOIJALAN KOEKOHTTEEN MALLINTAMINEN KERROS- RAKENNEOHJELMALLA

### 4.1 Kerrosrakenneohjelma ratapenkereen mallintamisessa

Kerrosrakenneohjelmien käytöstä ratapenkereiden kimmoisessa mallintamisessa löytyy hyviä kokemuksia lähinnä Suomesta mutta myös jossain määrin muualtakin maailmasta. Suomessa ratapenkereen kerrosrakennemallintamista on kokeiltu ainakin Kouvolan ja Korian väliselle rataosuudelle vuonna 1999 tehdylle instrumentointikohteelle. Kouvolan kohteen penkereen instrumentoi ja mittasi TTKK:n silloinen geotekniikan eli nykyinen pohja- ja maarakenteiden laboratorio. Kerrosrakennemallinnus tehtiin samassa laboratoriossa ja tutkimuksen tulokset julkaistiin RHK:n akselipainojen korottamisen edellytyksiä 250 kN ja 300 kN asti tutkineessa projektissa RHK:n julkaisussa A 5/2000 ”Ratarakenteen instrumentointi ja mallinnus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot”. Julkaisussa todettiin kerrosrakenneohjelmalla laskettujen maan pystysuuntaisten jännitysten ja venymien vastaavan pitkälti toisiaan. Laskennassa käytettiin BISAR-nimistä kerrosrakenneohjelmaa, joka on öljy-yhtiö SHELLin omistama ja alun perin tierakenteiden suunnitteluun kehittämä kerrosrakenneohjelma. Tutkimuksessa todettiin tierakenteiden suunnitteluun kehitetyn ohjelman sopivan myös ratarakenteiden suunnitteluun, sillä maa käyttäytyy samanlaisen kuormituksen alaisuudessa samalla tavalla penkereestä riippumatta. BISARin käyttöä perusteltiin sen kaupallisuudella eli saatavuudella.

Ratarakenteisiin soveltuvia kerrosrakenneohjelmia on olemassa, mutta nämä ohjelmat ovat yleensä tutkijoiden itselleen tekemiä ohjelmia, joista ei ole kaupallisia versioita. Suurimmat erot tierakenteiden suunnitteluun ja ratarakenteiden suunnitteluun tarkoitetuissa ohjelmissa löytyvät kuormituksista. Tierakenteiden suunnitteluun tarkoitetuissa ohjelmissa kuormitus annetaan ympyräkuormituksena, kun taas ratarakenteiden suunnitteluun tarkoitetuissa ohjelmissa ainakin osa osaa antaa kuormituksen suora-kaiteen muotoiselle pinta-alalle (Selig & Waters 1994). Kuormituksen muodolla ei ole suurta väliä ainakaan tukikerroksen alapuolisille kerroksille, sillä maa jakaa ja tasaa jännityksen syvemmälle mentäessä. Ratarakenteen instrumentointi- ja mallinnusraportissa ratapölkkyistä aiheutuva suorakaiteen muotoinen pintakuormitus on mallinnettu ympyräkuormilla, jotka muistuttavat muodoltaan ratapölkyn alle muodostuvaa maan ja pölkyn välistä kontaktipintaa (Kolisoja et al. 2000 s. 75).

Aikaisempien hyvien mallinnuskokemusten perusteella päädyttiin käyttämään BISAR-kerrosrakenneohjelmaa ratarumpututkimuksessa. Ratarumpututkimuksessa kerrosrakenneohjelman antamia tuloksia käytettiin lähinnä epäsuorasti eli ratapenkereen elementtimallin kimmomoduulien määrittämisessä. Kerrosrakenneohjelman perusolettamuksista, koordinaatistoista, käytetystä teoriasta ja kuormitusten antamisesta on esitetty lyhyt, mutta melko perusteellinen johdanto RHK:n julkaisun A 5/2000 ”Ratarakenteen instrumentointi ja mallinnus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot” sivuilla 66–75. Tämän takia tässä tutkimuksessa tyydytään viittaamaan näiltä osin suoraan edellä mainittuun lähteeseen.

## 4.2 Laskentakerrokset ja niiden paksuudet sekä käytetyt moduuliarvot eri akselipainoilla

Toijalan koekohteesta tehty kerrosrakennemalli koostui kymmenestä eri kerroksesta. Tämä on myös maksimikerrosmäärä, mitä BISARiin voidaan antaa. Kaksi ylintä kerrosta huomioivat tukikerroksen, seuraavat kuusi kerrosta huomioivat penkereen ja rummun alla olevan sora-arinan ja kaksi viimeistä kerrosta ottivat huomioon itse pohjamaan ja sitä peittävän kuivakuorikerroksen. Pohjamaan ja pohjamaan kuivakuorikerroksen kimmomoduulit on laskettu yhtälöllä 4.2:1.

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (4.2:1)$$

missä,

$E$	=	kimmomoduuli
$G$	=	leikkausmoduuli
$\nu$	=	Poissonin luku

Yhtälössä 4.2:1 esiintyvän leikkausmoduulin  $G$  arvot on saatu Resonant Column ja Bender Element -mittausten tuloksista, jotka on esitetty tämän tutkimuksen ensimmäisessä eli instrumentointi- ja mittausraportissa. Poissonin luvulle käytettiin arvoa 0,5.

Rakennekerrosten kimmomoduulien määrittäminen perustui yhtälössä 4.2:2 esiintyvään resilient-moduuliin, joka oletetaan tässä tapauksessa vastaavan kimmomoduulia. Resilient-moduulista ja maan resilient-käyttäytymisestä kerrotaan enemmän kappaleessa 7.2. Resilient-moduulin laskennan lähtökohtana pidettiin junakuormaa, joka syntyy 206 kN (21 t) akselipainosta.

$$M_r = k_1 \theta_0 \left( \frac{\theta}{\theta_0} \right)^{k_2} \quad (4.2:2)$$

missä,

$M_r$	=	resilient-moduuli
$\theta$	=	pääjännitysten summa kuormituksen ollessa maksimiarvossaan, $\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3$
$\theta_0$	=	vertailujännitys 100 kPa
$k_1$	=	materiaaliparametri ('moduuliluku')
$k_2$	=	materiaaliparametri ('jännityseksponentti')

Yhtälössä 4.2:2 esiintyvien  $k_1$  ja  $k_2$  materiaaliparametrien arvot on mitattu penger-materiaalina käytetylle täyttösoralle TTKK:n pohja- ja maarakenteiden laboratoriossa syklisellä kolmiakselikoelaitteistolla kolmen ja kahdeksan prosentin vesipitoisuuksilla. Tukikerroksessa olevan sepelin materiaaliparametrit on arvioitu Koriolla vuonna 1999 tehtyjen mittausten tapaan TTKK:n pohja- ja maarakenteiden laboratoriossa aikaisemmin rakeisuudeltaan vastaavanlaisille materiaaleille tehtyjen määritysten tulosten perusteella. Alusrakenteen materiaaliparametrit on esitetty tämän tutkimuksen ensimmäisessä eli instrumentointi- ja mittausraportissa (Mäkelä & Kolisoja 2001). Päällysrakenteen eli tukikerroksen materiaaliparametrit on esitetty RHK:n julkaisun A5/2000 "Ratarakenteen instrumentointi ja mallinnus, 250 kN:n ja 300 kN:n



akselipainot” sivulla 36 taulukossa 4.2:1. Iteroimalla jännitystilaa saadaan yhtälön 4.2:2 resilient-moduuli suppenemaan hyvin nopeasti kohti laskennallisesti oikeata arvoa. Kerrosrakenneohjelma sopii hyvin tavallisen ratapenkereen jännitystilan iteroimiseen. Ratarumpu aiheuttaa penkereen jännitystilaan epäjatkuvuuskohdan, jota ei voida huomioida kerrosrakenneohjelmalla. Rummullisen penkereen laskennallisesti oikean jännitystilan iteroimiseen tarvittaisiin järeämpiä laskentamenetelmiä kuten FEM (elementtimenetelmä). Koska FE-ohjelmat ovat kerrosrakenneohjelmia huomattavasti raskaampia käyttää ja ennen kaikkea laskenta-ajaltaan hitaampia, tyydyttiin yksinkertaistukseen, jossa rummullisen penkereen jännitysjakauma oletettiin samaksi kuin tavallisen rummuttoman ratapenkereen. Penkereen jännitysjakauman laskeminen kerrosrakenneohjelmalla vie muutaman sekunnin, kun taas 3D-elementtimallin jännitystilan laskeminen vie muutaman tunnin eli laskenta-aikojen ero on yli tuhatkertainen.

Toijalan koekohteesta tehdyn kerrosrakennemallin kimmomoduulien arvot 206 kN (21 t) akselikuormalla ovat pyöristysten jälkeen kuvan 4.2:1 mukaiset. Kimmomoduulien pyöristyksissä on käytetty numeerisen pyöristyksen lisäksi kokemusperäistä tietoa realistisista maan in situ resilient-moduuleista. Yhtälön 4.2:2 materiaali-parametrien  $k_1$  ja  $k_2$  arvot riippuvat maan vesipitoisuudesta ja tiiviyydestä. Kokemusperäisesti tiedetään, että penkereen vesipitoisuus ja tiiviys vaihtelee penkereen eri kohdissa. Tämän takia jännitystasoltaan samanlaisissa penkereen kohdissa resilient-moduuli voi vaihdella. Kuvan 4.2:1 moduuleita pitäisikin kutsua puhtaasti laskennallisten moduulien sijasta maan (laskennallisiksi) arvioituiksi moduuleiksi, jotka perustuvat yhtälöön 4.2:2.

Muilla akselipainojen arvoilla arvioitujen penkereen moduulien laskennan perustana on ollut kuvan 4.2:1 21 t akselipainolla arvioidut moduulit. Kuvan 4.2:1 21 t akselipainolla penkereen moduuleista saadaan laskettua yhtälöllä 4.2:2 materiaali parametri  $k_1$ , kun oletetaan materiaali parametri  $k_2$  ja jännitystila tunnetuksi. Materiaali parametrin  $k_2$  arvona käytetään laboratoriomittauksista täyttösoralle kolmen prosentin vesipitoisuudessa saatua arvoa 0,386 ja kahdeksan prosentin vesipitoisuudessa saatua arvoa 0,338. Raidesepelin vastaava mitattu  $k_2$  arvo on 0,5. Kerrosrakennemallin rakennekerrosten arvot saavat nyt erilaisia  $k_1$  arvoja. Näistä arvoista lasketaan painotettu keskiarvo päällysrakenteen  $k_1$ :lle ja alusrakenteen kolmen prosentin vesipitoisuuden omaavalle  $k_1$ :lle. Käyttämällä uusia  $k_1$  ja tunnettuja  $k_2$  -arvoja saadaan laskettua yhtälöllä 4.2:2 uudet jännitystasosta riippuvat resilient- eli kimmomoduulien arvot. Kuvassa 4.2:1 esitetään kerrosrakennemallissa käytettyjen kimmomoduulien arvot, kun junakuormaa vastaa akselipainot 50, 150, 206 ja 350 kN. Akselipainolle 250 kN oletetaan samat kimmomoduulien arvot kuin 206 kN (21 t) akselipainolle. Pohjamaan ja sen kuiva-kuorikerroksen kimmomoduulit pysyvät akselipainon muutoksesta huolimatta samoina. Junakuormasta aiheutuva lisäjännitys oletetaan jakautuvan niin suurelle alueelle, että käytännössä maan omalla painolla on ainoastaan merkitystä leikkaus- tai kimmo-moduuleja määritettäessä.

## AKSELIKUORMA

		50 kN		150 kN		206 kN (21 t) 250 kN		350 kN	
Kerroksen paksuus [mm]	Kerroksen nimi	Kimmo- moduuli [MPa]		Kimmo- moduuli [MPa]		Kimmo- moduuli [MPa]		Kimmo- moduuli [MPa]	
200	sepeli1	230	230	300	300	320	320	400	400
200	XPS	50	225	50	290	50	300	50	380
350	sora2	220		270		280		330	
500	sora3	210		250		250		300	
465	sora4	200		200		200		250	
985	sora5	200		200		200		250	
600	sora-arina	200		200		200		250	
1500	kuivakuorisavi	45		45		45		45	
9000	pohjamaan savi	25		25		25		25	
	moreeni + kallio	900		900		900		900	

Kuva 4.2:1 Penkereen ja pohjamaan kimmomoduulien arvot erilaisilla akselipainoilla.

Kuvaan 4.2:1 on merkitty katkoviivalle sellaiset kerrosrajat, jossa maan kimmomoduuli ei muutu. Sepelikerros on mallinnettu BISARilla yhtenä kerroksena. Sorakerroksista 4 ja 5 sekä sora-arinakerros mallinnetaan myös BISARilla yhtenä kerroksena. Alimman kerroksen eli moreenin ja kallion vaikutusta on arvioitu yhdessä. Poissonin luku on tukikerroksen sepelillä ja täyttösoralla 0,3, XPS-routaeristeellä 0,4 ja veden alla olevilla kerroksilla 0,5.



## 5 RAUDOITETTUIJEN BETONISTEN RUMPUPUTKIEJEN MITOITTAMINEN PERINTEISELLÄ KÄSINLASKENTAMENETELMÄLLÄ (BETONIPUTKINORMIT 2001)

### 5.1 Rumpuputkien mitoitusperusteet sekä minimi- ja maksimipeitesyvyydet

Betonisten rumpuputkien mitoittaminen perinteisellä käsinlaskentamenetelmällä perustuu kolmeen vaatimukseen: särökuorma-, myötökuorma- ja sitkeysvaatimukseen. Särö- ja myötökuormavaatimukset edellyttävät putkien särö- ja myötökuormakestävyyksien olevan suuremmat kuin ulkoisista kuormista aiheutuvien kuormitukset. Sitkeysvaatimus saadaan johdettua myötökuormasta. Putken on kestettävä vaadittu myötökuorma, kunnes putken vaakahalkaisijan muutos  $\geq 2 \%$  putken alkuperäisestä vaakahalkaisijasta.

Särökuormalla tarkoitetaan kuormaa, joka aiheuttaa rakenteeseen ensimmäisen silmämääräisesti havaittavan halkeaman. Särökuorman mitoitusyhtälö voidaan esittää yhtälöllä 5.1:1. Myötökuormalla tarkoitetaan kuormaa, jonka vaikutuksesta rakenteen muodonmuutokset kasvavat kuormituksen pysyessä muuttumattomana. Myötökuorman mitoitusyhtälö voidaan esittää yhtälöllä 5.1:2.

$$Q_h / k_{tkoe} \geq Q_m / k_{tm} + Q_g / k_{tg} + Q_v / k_{tv} + Q_{ln} / k_{tln} \quad (5.1:1)$$

$$Q_y / k_{tkoe} \geq 1,5(Q_m / k_{tm} + Q_g / k_{tg} + Q_v / k_{tv} + Q_{ln} / k_{tln}) \quad (5.1:2)$$

missä,

$Q_h$	=	särökuorma
$Q_y$	=	myötökuorma
$Q_m$	=	epäedullisin peitemaakuorma
$Q_g$	=	putken omasta painosta aiheutuva kuorma
$Q_v$	=	vedenpaineakuorma
$Q_{ln}$	=	tavallinen liikennekuorma
$k_{tkoe}$	=	koekuorman tuentakerroin viivakuorman suhteen
$k_{tm}$	=	peitemaakuorman tuentakerroin viivakuorman suhteen
$k_{tg}$	=	putken painosta aiheutuvan kuorman tuentakerroin viivakuorman suhteen
$k_{tv}$	=	vedenpaineakuorman tuentakerroin viivakuorman suhteen
$k_{tln}$	=	tavallisen liikennekuorman tuentakerroin viivakuorman suhteen

Yhtälössä 5.1:1 esiintyvä särökuorma  $Q_h$  ja yhtälössä 5.1:2 esiintyvä myötökuorma  $Q_y$  tarkoittavat suunnittelukuormia ja ne on esitetty taulukossa 5.1:1. Myötökuorman osavarmuuskerroin on 1,5 eli putken myötökuorman tulee olla vähintään 1,5 kertaa niin suuri kuin suurin tavallinen kokonaiskuormitus. Särökuorman vastaava osavarmuuskerroin on 1. Yhtälö 5.1:1 eli särökuorman mitoitusyhtälö voidaan rinnastaa perinteiseen käyttötilamitoitukseen.

Taulukko 5.1:1. Putkien suunnittelukuorma  $Q_d$  [kN/m] (Betoniputkinormit 2001).

$d_s$ [mm]	$B_r$ -luokka		$D_r$ -luokka	
	$Q_h$	$Q_y$	$Q_h$	$Q_y$
225	46,0	69,0	70,0	105,0
300	59,0	89,0	87	130,0
400	79,0	118,0	105,0	158,0
500	95,0	143,0	119,0	178,0
600	107,0	161,0	134,0	202,0
800	130,0	195,0	165,0	248,0
1000	153,0	229,0	195,0	293,0
1200	180,0	279,0	232,0	348,0
1400	205,0	308,0	266,0	399,0
1600	233,0	349,0	303,0	454,0
1800	261,0	391,0	340,0	510,0
2000	290,0	435,0	379,0	568,0
2500	366,0	549,0	479,0	719,0
3000	446,0	669,0	585,0	877,0

Taulukossa 5.1:1. esiintyvät merkinnät ovat:

$B_r$ ja $D_r$ -luokka	=	raudoitettujen putkien kestävyysluokat (Betoniputkinormit 2001 s. 20–21).
$d_s$	=	putken sisähalkaisija [mm]
$Q_h$	=	särökuorma [kN/m]
$Q_y$	=	myötökuorma [kN/m]

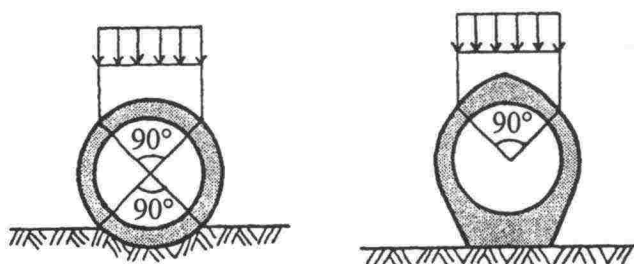
Tavallisella junakuormalla (4\*250 kN akselit) taulukon 5.1:1 arvot ylittyvät Betoniputkinormien mukaan enimmillään 4 %:lla, jos peitesyvyys on 1,0–7,5 m. Raskaalla junakuormalla (4\*300 kN akselit) ylitys on enimmillään 6 %, jos peitesyvyys on 1,4–7,5 m. Pienemmillä peitesyvyyksillä mitoitus on Betoniputkinormien mukaan suoritettava tapauskohtaisesti.

(Yhtälöt 5.1:1 ja 5.1:2 vertaavat putkien kuormituksia ja kestävyyskykyä betoniputkinormien mukaiseen koekuormitustilanteeseen. Tämä yhtäläisyys saavutetaan, kun kuormitukset ja kestävyyskyky jaetaan putken tuentatavan huomioonottavalla tuentakertoimella. Tuentakertoimella  $k_{ti}$  tarkoitetaan suhdetta:

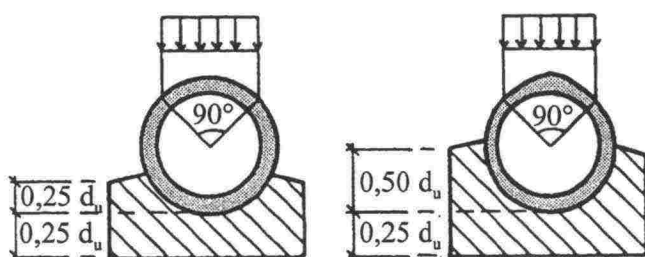
$$k_{ti} = \frac{\text{kuormitus, jonka putki kestää maassa}}{\text{kuormitus, jonka putki kestää koekuormituksessa}} \quad (5.1:3)$$

Maassa oleva putki voidaan tukea betoniputkinormien mukaan kolmella tavalla eli normaalituennalla, betonisella anturavahvistuksella ja viivatuennalla (kuva 5.1.1). Näitä tukemistapoja vastaavat tuentakertoimet esitetään liitteen 2 taulukoissa L2:1–L2:3. Tuentakertoimen suuruuteen vaikuttaa tuentatavan eli tukireaktion jakautumisen ohella kuormituksen jakautuminen. Betoniputkinormissa 2001 oletetaan, että kuormitus maassa vaikuttaa tasaisesti putken ylimmän neljänneskaaren leveydellä.

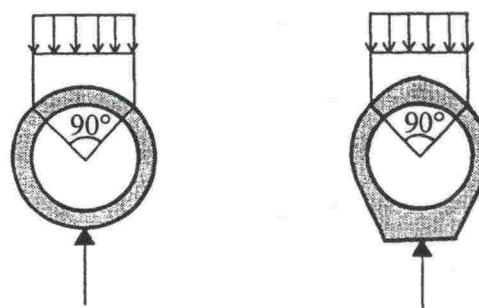
#### Normaalituenta



#### Betoninen anturavahvistus



#### Viivatuenta



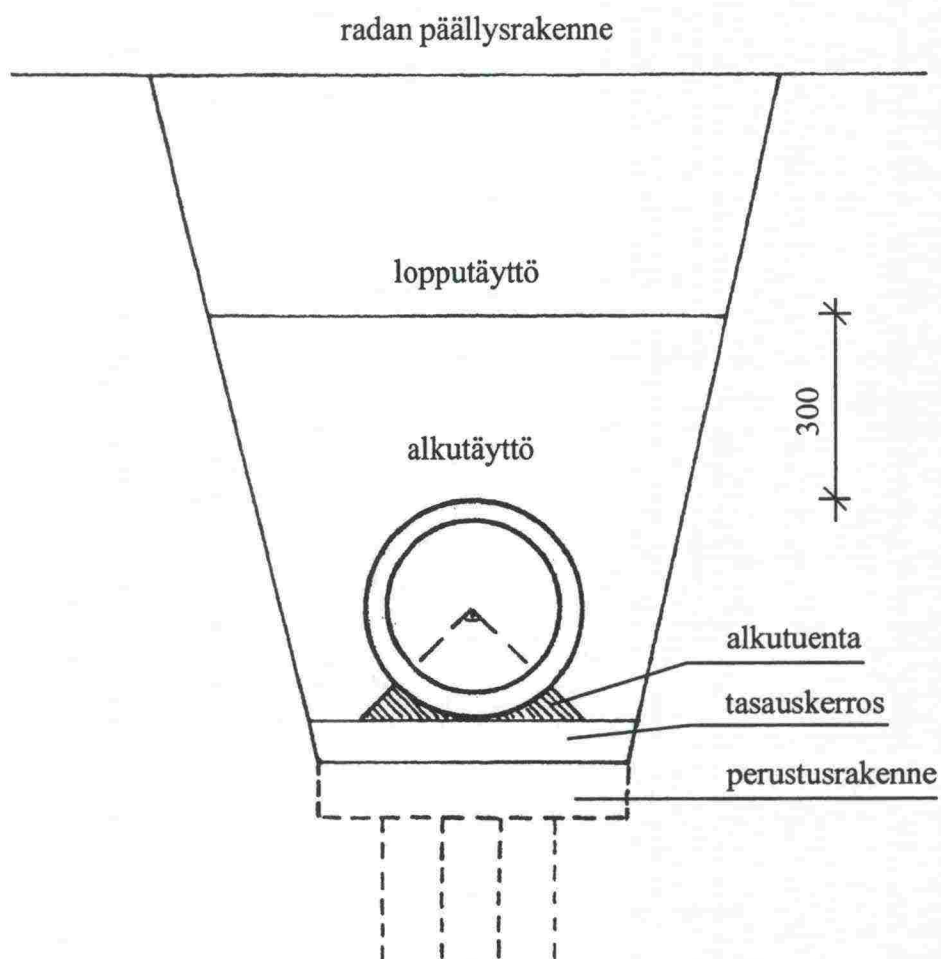
Kuva 5.1:1 Betonisten putkien tuentatavat maassa (Betoniputkinormit 2001).

Raudoitettujen betoniputkien kestävyysvaatimukset Betoniputkinormien mukaisessa kuormituskokeessa saadaan, kun taulukossa 5.1:1 esitetyt suunnittelukuormien arvot jaetaan normaalituentaa ja kuormitusotaksumaa vastaavilla liitteen 2 tuentakertoimilla.

Betoniputkinormeissa putkien minimi- ja maksimipeitesyvyydet määräytyvät kestävyysluokan ja alkutäytön (kuva 5.1:2) mukaan. Peitesyvyyden raja-arvot tiivistämättömän täytön tapauksessa perustuvat ajoneuvokuormasta normaalikäyttöolosuhteissa (kadut ja tiet) aiheutuviin kuormituksiin. Tiivistetyn täytön peitesyvyyden raja-arvot perustuvat



VTT:ssä tehtyihin kuormituskokeisiin. Tiivistämättömän ja tiivistetyn täytön peitesyvyyden raja-arvot on esitetty taulukossa 5.1:2.



Kuva 5.1:2. Putkilinjan rakenneosat (Betoniputkinormit 2001).

Taulukko 5.1:2. Raudoitettujen putkien peitesyvyydet ajoneuvokuormalla (Betoniputkinormit 2001).

Putkiluokka	Alkutäyttö (kuva 5.1:2)			
	Tiivistetty		Ei tiivistetty	
	Maksimi	Minimi	Maksimi	Minimi
Br	8,00	0,40	5,00	0,60
Dr	13,00	0,20	7,50	0,40

## 5.2 Ratarumpuun kohdistuvien kuormien arviointi

### 5.2.1 Peitemaakuorma $Q_m$

Betoniputkinormissa 2001 esitetyt putkien kestävyysvaatimukset ottavat huomioon putken mahdollisen sijainnin sekä kaivannossa että penkereessä. Putkeen kohdistuvan pystysuoran peitemaakuorman oletetaan vaikuttavan tasaisesti putken ylimmän neljänneskaaren leveydellä (kuva 5.1:1). Normeissa todetaan, että putken sivustoiden huolellinen tiivistäminen aiheuttaa peitemaakuorman jakaantumisen osittain myös putken sivupintoihin eli kuvan 5.1:1 ylempää neljänneskaarta laajemmalle alueelle. Maanpaineelaskelmissa maan tilavuuspainoksi on oletettu  $18 \text{ kN/m}^3$ .

Koska kaivannon leveyden suhde putken leveyteen vaikuttaa merkittävästi putkeen kohdistuvaan peitemaakuormaan, peitemaakuormaa on syytä arvioida eri laskentamenetelmillä. Kaivantotapauksessa peitemaakuorma arvioidaan (a) tavanomaisen hautateorian, (b) keskimääräisen maapatsaan ja (c) pengertarkistuksen avulla. Normissa todetaan, että yhtälöissä 5.1:1 ja 5.1:2 esiintyvien peitemaakuormien  $Q_m$  mitoitusarvona tulee käyttää pienintä kolmen edellä mainitun mitoitusmenetelmän antamista peitemaakuorman arvoista.

#### (a) Tavanomainen hautateoria

Tavanomaisessa hautateoriassa otaksutaan kaivannon levyisen putken laen yläpuolisen täytemaapatsaan lepäävän putken päällä. Vinoseinämaisten kaivantojen laskentaleveytenä voidaan normien mukaan käyttää putken laen korkeudella olevaa kaivannon leveyttä. Peitemaakuorma lasketaan tavanomaisen hautateorian tapauksessa yhtälöllä 5.2:1.

$$Q_{mk} = \left( \frac{1 - e^{-2\mu \tan^2(45-\varphi/2)h/b_k}}{2\mu * \tan^2(45-\varphi/2)} \right) \gamma b_k^2 \quad (5.2:1)$$

missä,

$Q_{mk}$	=	tavanomaisesta hautateoriasta saatu peitemaakuorman arvo [kN/m]
$e$	=	luonnollisen logaritmin kantaluku eli neperin luku $\approx 2,718$ [-]
$\mu$	=	kitkakerroin täytemaan ja kaivannon seinämän välillä [-]
$\varphi$	=	täytemaan sisäinen kitkakulma [°]
$h$	=	peitesyvyys [m]
$b_k$	=	kaivannon leveys [m]
$\gamma$	=	maan tilavuuspaino [ $\text{kN/m}^3$ ]

Tavanomaisen hautateorian mukainen peitemaakuorma voidaan ratkaista liitteen 3 nomogrammilla, kun putken yläpuolisen täytemaan tilavuuspainoksi oletetaan  $18 \text{ kN/m}^3$  ja yhtälössä 5.2:1 esiintyvälle kertoimelle  $\mu * \tan^2(45-\varphi/2)$  oletetaan arvo 0,11. Yhtälössä 5.2:1 esiintyvä kerroin  $\tan^2(45-\varphi/2)$  on sama kuin aktiivipainekerroin  $K_a$ .

## (b) Keskimääräinen maapatsas

Keskimääräinen maapatsas -menetelmässä putken päällä olevan täytemaapatsaan leveydeksi oletetaan puolet putken vaakahalkaisijasta ja puolet kaivannon leveydestä. Putkeen kohdistuva sivupaine oletetaan nolllaksi. Peitemaakuorma lasketaan keskimääräinen maapatsas -tapauksessa yhtälöllä 5.2:2.

$$Q_m = \gamma h \frac{d_u + b_k}{2} \quad (5.2:2)$$

missä,

$Q_m$	=	keskimääräinen maapatsas -menetelmästä saatu peitemaakuorman arvo [kN/m]
$\gamma$	=	maan tilavuuspaino [kN/m <sup>3</sup> ]
$h$	=	peitesyvyys [m]
$d_u$	=	putken vaakasuora ulkohalkaisija [m]
$b_k$	=	kaivannon leveys [m]

## (c) Pengertarkistus

Pengertarkistusmenetelmässä putkeen kohdistuva sivupaine oletetaan myös nolllaksi, jos putken sivuilla olevaa maata ei tiivistetä kunnolla. Peitemaakuorma lasketaan pengertarkistusmenetelmässä yhtälöllä 5.2:3.

$$Q_{mp} = \gamma d_u (1,62h / d_u - 0,27) \quad (5.2:3)$$

Jos putkien sivut tiivistetään huolellisesti noin 300 mm putken laen yläpuolelle, saadaan normien mukaan peitemaakuormasta (yhtälö 5.2:3) tehdä yhtälön 5.2:4 mukainen sivupaineesta johtuva vähennys.

$$\Delta Q_{mp} = 0,3\gamma d_u^2 (h / d_u + 0,5) \quad (5.2:4)$$

Yhtälöissä 5.2:3 ja 5.2:4 esiintyvät merkinnät ovat:

$Q_{mp}$	=	pengertarkistusmenetelmästä saatu peitemaakuorman arvo, kun sivupaine oletetaan nolllaksi [kN/m]
$\Delta Q_{mp}$	=	pengertarkistusmenetelmästä saatu peitemaakuorman vähennyskerroin [kN/m]
$\gamma$	=	maan tilavuuspaino [kN/m <sup>3</sup> ]
$d_u$	=	putken vaakasuora ulkohalkaisija [m]
$h$	=	peitesyvyys [m]

Rumpuputki voi sijaita kaivannon sijasta myös penkereessä. Pengertapaus eroaa kaivantotapauksen pengertarkistuksesta (c) lähinnä sivupaineen huomioonottamisella. Pengertapauksessa putkeen vaikuttava pystysuora peitemaakuorma lasketaan yhtälöllä 5.2:3. Ennen ensimmäistä halkeamaa putkessa eli särökuormatapauksessa sivupaineesta tehtävä vähennys  $\Delta Q_{mp}$  on yhtälön 5.2:4 mukainen. Myötökuormaa laskettaessa eli ensimmäisen särön ilmaannuttua putkeen sivupaineen suuruutta voidaan korottaa 50 %.



### 5.2.2 Putken omasta painosta aiheutuva kuorma $Q_g$

Betoniputkinormissa putken omasta painosta aiheutuvan kuorman otaksutaan vaikuttavan samalla tavalla kuin pystysuora peitemaakuorma ja sen suuruus saadaan yhtälöllä 5.2:5.

$$Q_g = G/2 \quad (5.2:5)$$

missä,

$$\begin{aligned} Q_g &= \text{putken omasta painosta aiheutuva kuorma [kN/m]} \\ G &= \text{putken omapaino [kN/m]} \end{aligned}$$

### 5.2.3 Vedenpaineakuorma $Q_v$

Vedenpaineakuorma otaksutaan betoniputkinormissa jakaantuvan myös pystysuoran peitemaakuorman tavoin. Vedenpaineakuorman suuruus saadaan yhtälöllä 5.2:6.

$$Q_v = 0,5d_s^2 \quad (5.2:6)$$

missä,

$$\begin{aligned} Q_v &= \text{vedenpaineakuorma [kN/m]} \\ d_s &= \text{putken sisähalkaisija [m]} \end{aligned}$$

### 5.2.4 Liikennekuorma $Q_{ln}$

Junakuorma oletetaan Betoniputkinormissa nauhakuormaksi, jonka leveys on sama kuin ratapölkkyjen pituus. Tavallisen junakuorman määräävä tapaus saadaan neljästä 250 kN painoisesta akselist, jotka vaikuttavat yhdessä 4,5 m\* 1,5 m olevalla alueella. Raskaan kuorman tapauksessa akselipainoina käytetään 300 kN. Junakuormasta aiheutuva pystysuora jännitys jakauma rummun harjan korkeudella voidaan ratkaista esimerkiksi Boussinesqin mukaisella teoriolla. Tasaisen pystysuoran kuorman jakautuminen taipuisan laatan nurkkapisteen alla syvyyden  $z$  funktiona voidaan ratkaista Betoniputkinormien mukaan yhtälöllä 5.2:7.

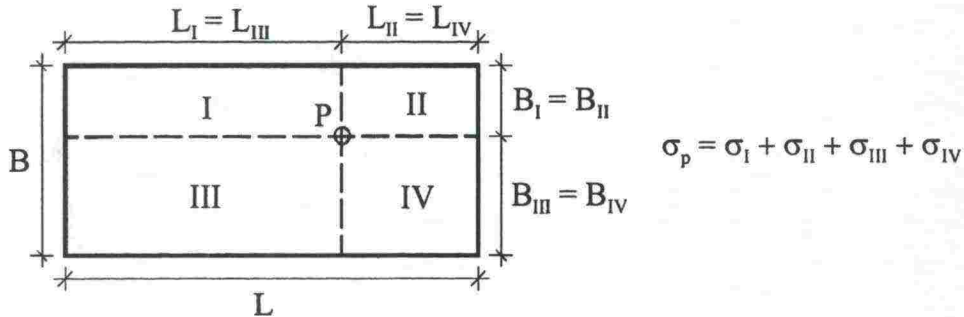
$$\sigma_z(z) = \frac{p}{2\pi} \left[ \arctan \frac{BL}{zR_3} + \frac{BLz}{R_3} \left( \frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right) \right] \quad (5.2:7)$$

missä,

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \text{jännitys syvyydellä } z \\ z &= \text{syvyys laatan pinnasta} \\ p &= \text{jännitys taipuisan laatan päällä} \\ \pi &= \text{pii } \approx 3,1417 \\ B &= \text{suorakaiteenmuotoisen laatan lyhyempi sivumitta} \\ L &= \text{suorakaiteenmuotoisen laatan pitempi sivumitta} \\ R_1 &= \sqrt{B^2 + z^2} \\ R_2 &= \sqrt{L^2 + z^2} \end{aligned}$$

$$R_3 = \sqrt{B^2 + L^2 + z^2}$$

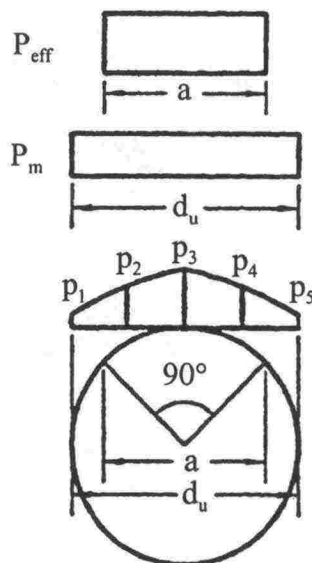
Yhtälöllä 5.2:7 voidaan laskea jännitys mielivaltaisessa pisteessä myös laatan sisä- tai ulkopuolella superpositioperiaatteen avulla (kuva 5.2:1).



Kuva 5.2:1. Superpositioperiaatteen soveltaminen laatan mielivaltaiseen sisäpisteeseen.

Boussinesqin mukainen teoria olettaa maan lineaarisesti kimmoisaksi ja isotrooppiseksi. Myös muita kuin Boussinesqin jännitysjakaumateoriaa on mahdollista käyttää Betoni-putkinormien mukaan arvioitaessa pystysuoraa jännitystä junakuormasta rummun harjan korkeudella. Jos ratapenkereeseen on asennettu esimerkiksi vetolujitteita, Westgardin teoria saattaa olla käyttökelpoinen, sillä teoria ottaa huomioon ohuen puristumattoman kerroksen homogeenisessa maassa.

Jännitys lasketaan rummun keskellä, neljännesspisteessä ja reunalla kuvan 5.2:2 mukaisesti. Keskimääräinen jännitys lasketaan Simpsonin kaavalla (yhtälö 5.2:8). Keskimääräinen jännitys jaetaan rummun ylimmän neljänneskaarelle vaikuttavaksi efektiiviseksi jännitykseksi yhtälöllä 5.2:9.



Kuva 5.2:2 Jännityksen laskentapisteet rummun katon korkeudella, Simpsonin kaavalla laskettu keskimääräinen jännitys  $P_m$  ja efektiivinen jännitys  $P_{eff}$  (Betoniputkinormit 2001).

$$P_m = (p_1 + 4p_2 + 2p_3 + 4p_4 + p_5) / 12 \quad (5.2:8)$$

$$P_{eff} = P_m * d_u / a \quad (5.2:9)$$

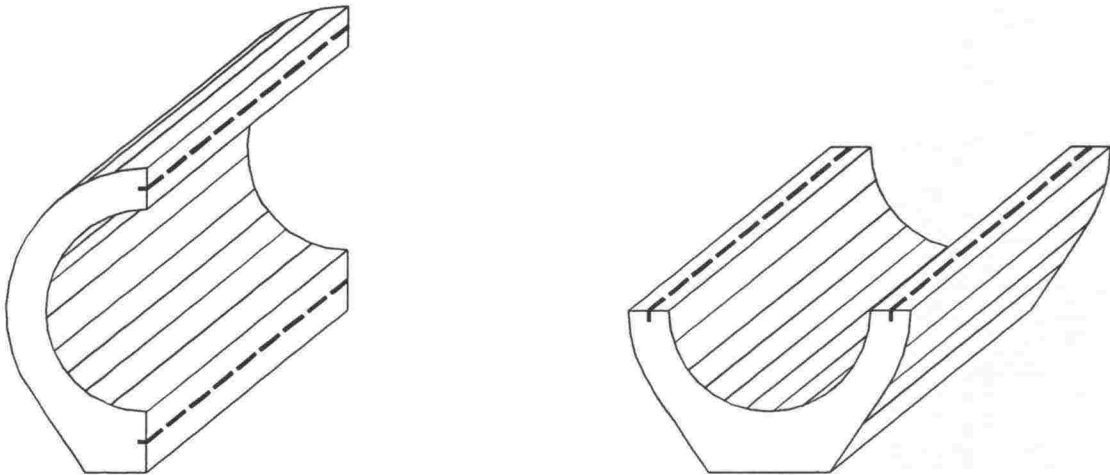
Yhtälöissä 5.2:8 ja 5.2:9 esiintyvät merkinnät ovat:

$P_m$	=	Simpsonin kaavalla laskettu keskimääräinen jännitys
$p_i$	=	jännitys pisteessä $i$
$P_{eff}$	=	efektiivinen jännitys
$d_u$	=	putken vaakasuora ulkohalkaisija
$a$	=	vaakasuora etäisyys kuvassa 5.2:2, joka on mitattu rummun ulkohalkaisijasta

### 5.3 Putkien mitoitus

#### 5.3.1 Mitoitus särökuormalle

Betoniputkinormit olettavat momenttien, normaalivoimien, jännitysten ja sitä kautta venymien jakaantuvan raudoitetuissa putkissa kimmoteorian mukaan aina ensimmäiseen halkeamaan asti. Suurimpien momenttien todetaan esiintyvän putken pohjassa, katossa ja sivuissa. Taivutusmomentti ja normaalivoima määritetään putken seinämän keskipisteen kautta kulkevalla viivalla (kuva 5.3:1).



seinämän keskipisteen kautta kulkeva viiva: - - - - -

Kuva 5.3:1. Putken seinämän keskipisteen kautta kulkeva viiva pysty- ja vaakapoikkileikkauksessa.



Taivutusmomentti  $M$  putken sivuissa, pohjassa ja katossa määritetään yhtälöllä 5.3:1. Vastaavissa kohdissa esiintyvä normaalivoima  $N$  saadaan yhtälöllä 5.3:2

$$M = \alpha d_k Q \quad (5.3:1)$$

$$N = \beta Q \quad (5.3:2)$$

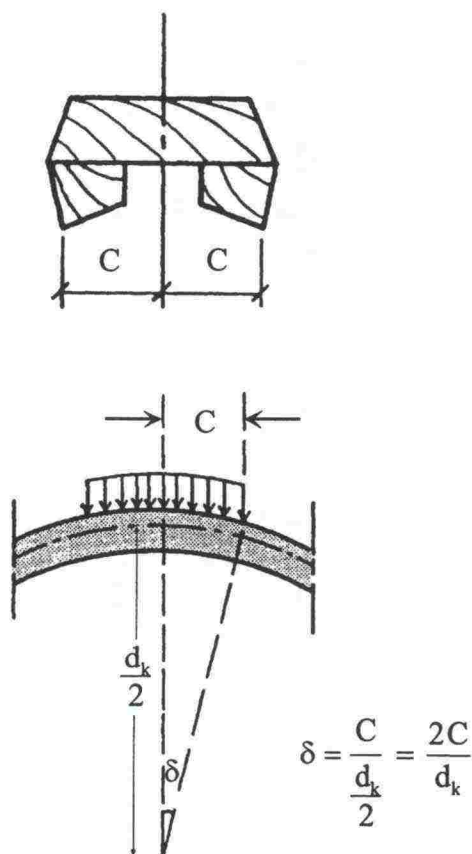
Yhtälöissä 5.3:1 ja 5.3:2 esiintyvät merkinnät ovat:

$M$	=	taivutusmomentti [kNm]
$N$	=	normaalivoima [kN]
$\alpha$	=	momenttikerroin
$d_k$	=	putken keskihalkaisija
$Q$	=	pystysuora kuorma [kN]
$\beta$	=	normaalivoimakerroin

Betoniputkinormeissa 2001 ja sitä edeltävissä betoniputkinormeissa, jotka noudattavat SI-yksiköitä yhtälöissä 5.3:1 ja 5.3:2, esiintyy virheellisesti kerroin 0,1. Tämän takia Betoniputkinormien mukaan lasketut momenttien ja normaalivoimien arvot eroavat 10-kertaisesti muualta kirjallisuudesta saatuihin arvoihin verrattuna (Roark 1989 ja Eisenmann 1979).

Putken keskihalkaisija  $d_k$  saadaan, kun putken sisähalkaisijaan  $d_s$  lisätään kaksi putken seinämävahvuuden puolikasta  $t/2$  eli  $d_k = d_s + t$ . Putken keskihalkaisija  $d_k$  voidaan määrittää myös kuvan 5.3:1 poikkileikkausten keskipisteiden välisenä kohtisuorana etäisyytenä. Yhtälössä 5.3:1 esiintyvä momenttikerroin  $\alpha$  ja yhtälössä 5.3:2 esiintyvä normaalivoimakerroin  $\beta$  saadaan pyöreille putkille liitteen 4 taulukosta 1 ja jalallisille putkille liitteen 4 taulukosta 2.

Betoniputkinormien mukaisessa koekuormitusilanteessa putkien katon ja pohjan osalta voidaan tehdä vähennys momenteista yhtälöllä 5.3:3. Tämä johtuu siitä, että normien mukaan koekuormituksessa käytettävät puiset kuormituslistat jakavat kuorman likimäärin tasaisesti kuormituslistan jalkojen leveydelle (kuva 5.3:2).



Kuva 5.3:2 Koekuormituksessa aiheutuvan momentin redusointi (Betoniputkinormit 2001).

$$M_{red} = M - \Delta M = (\alpha - 0,125\delta)d_k * 0,1Q \quad (5.3:3)$$

missä,

$M_{red}$	=	reduoitu taivutusmomentti [kNm]
$M$	=	taivutusmomentti [kNm]
$\Delta M$	=	vähennettävä momentti [kNm]
$\alpha$	=	momenttikerroin
$d_k$	=	putken keskihalkaisija
$Q$	=	pystysuora kuorma [kN]
$\delta$	=	koekuormalistojen reunojen rajoittama keskuskulma (kuva 5.3:2)

Liitteen 4 taulukossa 3 esitetään koekuormituksen korjatut momenttikertoimet eli termin  $\alpha - 0,125\delta$  -arvot. Betoniputkinormeissa todetaan myös, että jännityksiä laskettaessa on otettava huomioon rauditus ja putken seinämän käyristymisen jännityksiä lisäävä

vaikutus. Putken seinämän käyryyden vaikutus jännityksiin saadaan liitteen 4 taulukosta 4.

Putket tulee suunnitella Betoniputkinormien mukaan pääsääntöisesti siten, että ne eivät halkeile suunnittelukuormilla. Putkien halkeillessa suunnittelukuormilla tulee halkeamaleveys mitoittaa betoninormien mukaisesti ympäristöolosuhteet huomioon ottaen. Normit toteavat myös, että rautatiekuormien kyseenä ollessa tulee noudattaa mahdollisia viranomaisohjeita eli RHK:n antamia ohjeita halkeamaleveydestä.

Laskelmissa tulee käyttää seuraavia lähtöarvoja betonin taivutusvetolujuuden ominaisarvojen osalta:

$$\begin{aligned} f_{ctk} &= \text{betonin taivutusvetolujuus} = 0,2 K^{2/3} \\ K &= \text{betonin nimellisljuuus [MPa]}. \end{aligned} \quad (5.3:4)$$

Betonin kimmomoduulin  $E_c$  arvona sekä puristuksessa että vedossa käytetään arvoa:

$$E_c = 5000\sqrt{K} \text{ [MPa]}. \quad (5.3:5)$$

Teräksen kimmomoduulin arvona käytetään vastaavasti:

$$E_s = 200\,000 \text{ [MPa]}.$$

### 5.3.2 Mitoitus myötökuormalle

Särökuorman jälkeen muodonmuutokset kasvavat huomattavasti. Tilannetta, jossa riittävän moneen kohtaan on syntynyt myötönivel, kutsutaan mekanismiksi. Myötönivelen kohdalla teräs on vedossa saavuttanut ominaislujuutensa  $f_{yk}$  ja betoni puristuksessa ominaispuristuslujuutensa  $f_{ck}$ . Betoniputkinormeissa poikkileikkauksen myötömomentti lasketaan yhtälöllä 5.3:6.

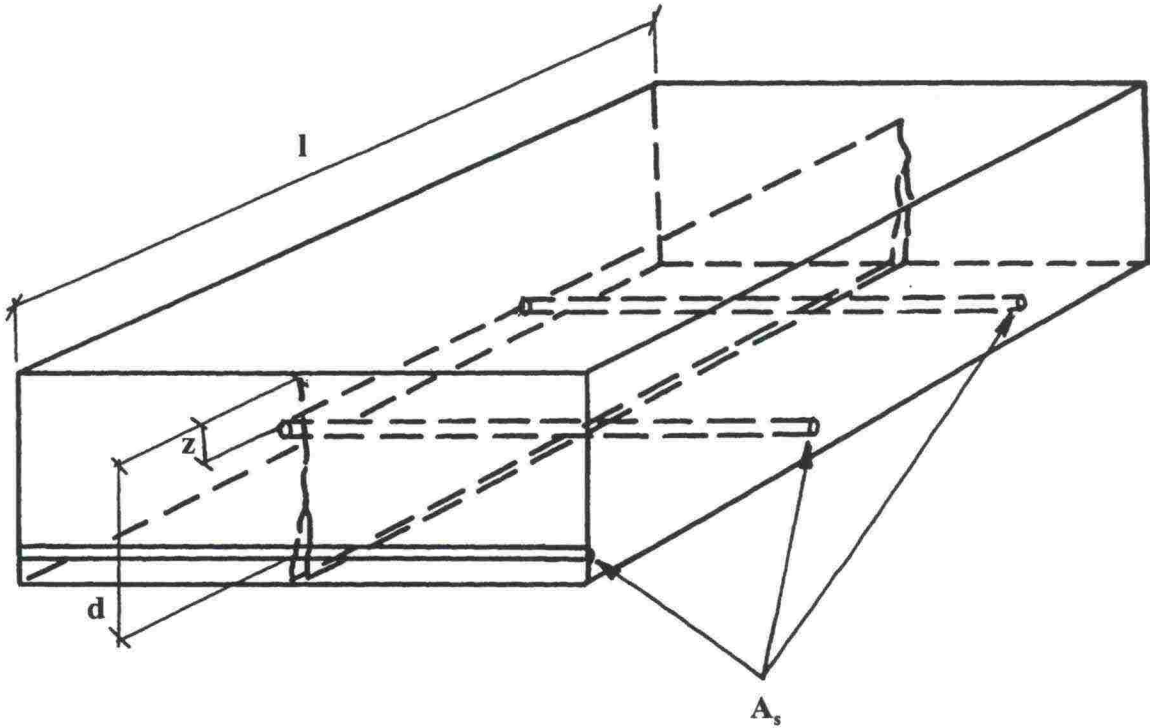
$$M_y = A_s f_{yk} (d - z / 2) \quad (5.3:6)$$

missä,

$$\begin{aligned} M_y &= \text{myötömomentti [kNm]} \\ A_s &= \text{terästen pinta-ala [m}^2\text{]} \\ f_{yk} &= \text{terästen ominaislujuus [kPa]} \\ d &= \text{terästen painopisteen etäisyys puristetusta reunasta [m] (kuva 5.3:3)} \\ z &= \frac{A_s f_{yk}}{l f_{ck}} = \text{myötönivelen etäisyys puristetusta reunasta [m] (kuva 5.3:3)} \\ l &= \text{poikkileikkauksen pituus [m] (kuva 5.3:3)} \\ f_{ck} &= \text{betonin ominaispuristuslujuus} = 0,7K \text{ [kPa]} \\ K &= \text{betonin nimellisljuuus [MPa]} \end{aligned}$$



Yhtälön 5.3:6 merkinnät  $l$ ,  $d$ ,  $z$  ja  $A_s$  selviävät kuvasta 5.3:3, johon on piirretty poikkileikkaus putken seinämästä.



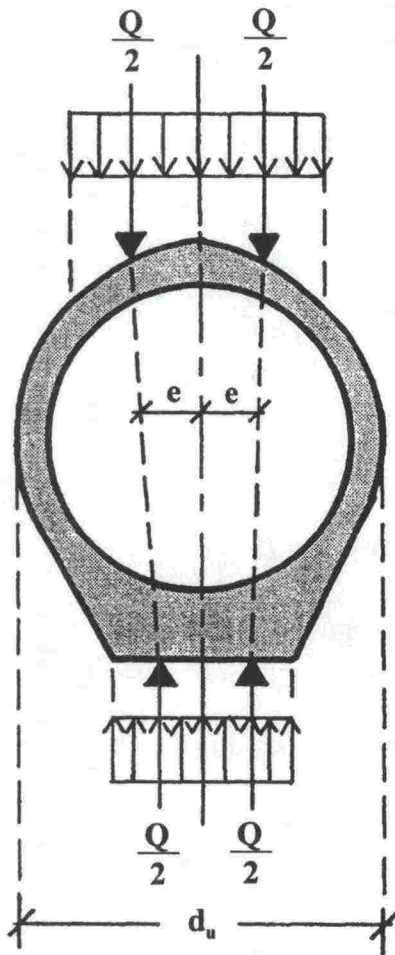
Kuva 5.3:3. Poikkileikkaus putken seinämästä (Betoniputkinormit 2001).

Betoniputkinormissa putken myötökuorma  $Q_y$  määritetään likimääräiskaavan avulla (yhtälö 5.3:7).

$$Q_y = \frac{M_{yp} + M_{yk} + 2M_{ys}}{d_s / 2 + z - e} \quad (5.3:7)$$

missä,

- |          |   |  |
|----------|---|--|
| $M_{yp}$ | = | myötömomentti pohjassa [kNm]   |
| $M_{yk}$ | = | myötömomentti katossa [kNm]  |
| $M_{ys}$ | = | myötömomentti sivuilla [kNm]   |
| $d_s$    | = | putken sisähalkaisija [m]  |
| $e$      | = | kahdeksi viivakuormaksi jaetun kuorman ja tukireaktion keskimääräinen vaakasuora etäisyys pystysuorasta symmetriatasosta (kuva 5.3:4). |



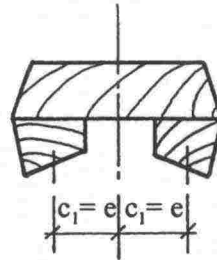
Esimerkiksi: Jalallinen putki  
(neljännes ympyrä kuorma)

$$e = 1/8(d_u/2+b)$$

Ympyräputki  
(neljännes ympyrä kuorma)

$$e = d_u/(4*\sqrt{2})$$

Ympyrä- ja jalallinen putki  
(koekuormitus)



Kuva 5.3:4. Kuorman ja tukireaktion jakaminen kahdeksi viivakuormaksi (Betoniputkinormit 2001).

Betoniputkinormissa todetaan, että myötökuormayhtälön (5.3:7) käyttö edellyttää, ettei muissa kuin pohjan, katon ja sivujen poikkileikkauksissa ylitetä poikkileikkauksen murtomomenttia. Harjallisella putkella myötönivelen paikka siirtyy harjan kohdalta sivulle päin. Tämä otetaan huomioon normissa kertomalla laskettu harjallisen katon myötömomentin  $M_{yk}$  arvo luvulla 0,93.

Betoniputkinormien mukaan hauraiden murtumien syntyminen putkissa on estetty, kun jokaisen myötönivelen kohdalla puristava normaalivoima  $N$  ja jäykistysaste  $z/d$  täyttävät yhtälön 5.3:8 ehdon ja putken raudoituksen muodosta betoniin aiheutuvat vetojännitykset täyttävät yhtälön 5.3:9 ehdon. Yhtälön 5.3:9 ehdolla ehkäistään pohjan ja katon sisäpuolisten terästen betonipeitekerrosten murtuminen.

$$\frac{\|N\|}{F_{sy}} + 2\frac{z}{d} \leq 1 \quad (5.3:8)$$

$$Q = \frac{F_{sy}}{l_{eff} r_s} \leq 150(1 + 50c) \quad (5.3:9)$$

Yhtälöissä 5.3:8 ja 5.3:9 esiintyvät merkinnät ovat:

$N$	=	normaalivoima [kN]
$F_{sy}$	=	kaarevien terästen yhteinen myötövoima [kN]
$z$	=	$\frac{A_s f_{yk}}{l f_{ck}}$ = myötönivelen etäisyys puristetusta reunasta [m] (kuva 5.3:3)
$d$	=	terästen painopisteen etäisyys puristetusta reunasta [m] (kuva 5.3:3)
$Q$	=	yhtälön 5.3:7 vasemman puoleinen merkintä [kN/m <sup>2</sup> ]
$l_{eff}$	=	putken hyötypituus [m]
$r_s$	=	terästen kaarevuussäde
$c$	=	pohjan ja katon sisäpuolisten terästen etäisyys putken sisäpinnasta

## 5.4 Esimerkki: Toijalan koekohteen mitoittaminen särökuormalle

Koska rumpitutkimus on keskittynyt mittausten ja elementtimallinnuksen osalta rummun kimmoisan käyttäytymisen tutkimiseen ja särökuorman määrittämiseen, mitoitus-esimerkkinä käsitellään särökuormamitoitusta. Jotta jäljempänä esitettyä elementtimallinnusta voitaisiin verrata Betoniputkinormien mukaiseen käsinlaskentamenetelmään, molemmissa menetelmissä on käytetty samanlaisia yksinkertaistuksia.

### 5.4.1 Peitemaakuorma

Toijalan koekohteessa halkaisijaltaan 800 mm jalallinen rumpuputki sijaitsee kaivannossa n. 1,9 m syvyydellä pölkyn alapinnasta. Peitemaakuorma lasketaan nyt kaivantotapauksen perusteella. Täyttösoran tilavuuspainona käytetään 22,6 kN/m<sup>3</sup> ja sepelin tilavuuspainona 20,0 kN/m<sup>3</sup>. Täyttösoran paksuus kiskojen välissä rummun harjan korkeudella on 1,4 m ja sepelin paksuus vastaavassa kohdassa 0,4 m. Kerrosten välissä on 0,1 m paksuinen XPS-routaeristelevy, jonka tilavuuspaino oletetaan nolllaksi. Ratapölkkyjen ja kiskojen omapaino voidaan arvioida käsinlaskennassa erillisenä 0,2 m vahvuksena sepelikerroksena. Täytemaan redusoitu paksuus saadaan nyt yhtälöllä 5.4:1

$$h_{red} = (1,4_{(t\ddot{a}ytt\ddot{o}sora)} + 0,4_{(sepe\ddot{l}i)} + 0,2_{(p\ddot{o}lkyt\ ja\ kiskot)})\ m = 2,0\ m \quad (5.4:1)$$

Täytemaan redusoitu tilavuuspaino saadaan yhtälöllä 5.4:2.

$$\gamma_{red} = \left( \frac{1,4}{2,0} * 22,6 + \frac{0,6}{2,0} * 20,0 \right) \text{kN/m}^3 = 21,82\ \text{kN/m}^3 \quad (5.4:2)$$

Peitemaakuorma kaivannossa lasketaan aluksi tavanomaisella hautateorialla. Kaivannon leveys putken laen korkeudella on noin 4,7 m. Koska täyttösoran kitkakulmasta ja täyttösoran ja kaivannon seinän välisestä kitkakertoimesta ei ole mitattuja arvoja, tyydytään Betoniputkinormien mukaiseen arvioon  $\mu * \tan^2(45 - \varphi/2)$  kertoimesta eli 0,11. Peitemaakuorma  $Q_{mk}$  voidaan ratkaista nyt yhtälöllä 5.4:3.



$$Q_{mk} = \left( \frac{1 - e^{-2\mu \tan^2(45 - \varphi/2)h/b_k}}{2\mu * \tan^2(45 - \varphi/2)} \right) \gamma b_k^2 = \left( \frac{1 - e^{-2*0,11*2,0/4,7}}{2*0,11} \right) * 21,82 \text{ kN/m}^3 * (4,7 \text{ m})^2$$

$$= 195,8 \text{ kN/m} \quad (5.4:3)$$

Keskimääräinen maapatsas -menetelmällä peitemaakuorman suuruudeksi saadaan yhtälöllä 5.4:4:

$$Q_m = \gamma h \frac{d_u + b_k}{2} = 21,82 \text{ kN/m}^3 * 2,0 \text{ m} * \frac{1,0 \text{ m} + 4,7 \text{ m}}{2} = 124,4 \text{ kN/m} \quad (5.4:4)$$

Pengertarkistus antaa yhtälön 5.4:5 mukaisen tuloksen:

$$Q_{mp} = \gamma d_u^2 (1,62h/d_u - 0,27) = 21,82 \text{ kN/m}^3 * (1,0 \text{ m})^2 * (1,62 * 2,0 \text{ m} / 1,0 \text{ m} - 0,27)$$

$$= 64,8 \text{ kN/m} \quad (5.4:5)$$

Koska Toijalan koekohteen sivut voidaan olettaa huolellisesti tiivistetyksi, voidaan peitemaakuormasta tehdä yhtälön 5.2:4 mukainen vähennys. Tällöin redusoitu pengertarkistus antaa yhtälön 5.4:6 mukaisen tuloksen.

$$Q_{mpr} = Q_{mp} - 0,3 \gamma d_u^2 (h/d_u + 0,5)$$

$$= 64,8 \text{ kN/m} - 0,3 * 21,82 \text{ kN/m}^3 * (1,0 \text{ m})^2 * (2,0 \text{ m} / 1,0 \text{ m} + 0,5)$$

$$= 48,4 \text{ kN/m} \quad (5.4:6)$$

Betoniputkinormeissa maan tilavuuspainoksi oletetaan  $18 \text{ kN/m}^3$ . Vaihtoehtoinen tapa tarkastella peitemaakuormaa on pitää peitemaan tilavuuspainona  $18 \text{ kN/m}^3$  ja redusoida peitemaan korkeutta  $h$ . Uusi redusoitu korkeus saadaan yhtälöistä 5.4:1 ja 5.4:2 yhtälöllä 5.4:7.

$$h_{red} = \frac{21,82 \text{ kN/m}^3 * 2,0 \text{ m}}{18,0 \text{ kN/m}^3} = 2,4 \text{ m} \quad (5.4:7)$$

Tavanomainen hautateoria antaa nyt peitemaakuorman arvoksi (yhtälö 5.4:8):

$$Q_{mk} = \left( \frac{1 - e^{-2\mu \tan^2(45 - \varphi/2)h/b_k}}{2\mu * \tan^2(45 - \varphi/2)} \right) \gamma b_k^2 = \left( \frac{1 - e^{-2*0,11*2,4/4,7}}{2*0,11} \right) * 18,0 \text{ kN/m}^3 * (4,7 \text{ m})^2$$

$$= 192,1 \text{ kN/m} \quad (5.4:8)$$

Keskimääräinen maapatsas -menetelmällä peitemaakuorman suuruudeksi saadaan vastaavasti yhtälöllä 5.4:9:

$$Q_m = \gamma h \frac{d_u + b_k}{2} = 18,0 \text{ kN/m}^3 * 2,4 \text{ m} * \frac{1,0 \text{ m} + 4,7 \text{ m}}{2} = 123,1 \text{ kN/m} \quad (5.4:9)$$

Yhtälöiden 5.4:9 ja 5.4:4 erot johtuvat vain pyöristyksistä. Erot yhtälöissä 5.4:9 ja 5.4:4 tulevat tilavuuspainosta ja korkeudesta. Tilavuuspainon ja korkeuden tulo on kuitenkin molemmissa yhtälöissä sama.

Pengertarkistus antaa yhtälön 5.4:10 mukaisen tuloksen:

$$\begin{aligned} Q_{mp} &= \gamma d_u^2 (1,62h / d_u - 0,27) = 18,0 \text{ kN/m}^3 * (1,0 \text{ m})^2 * (1,62 * 2,4 \text{ m} / 1,0 \text{ m} - 0,27) \\ &= 65,1 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (5.4:10)$$

Yhtälö 5.4:10 antaa 0,3 kN/m suuremman tuloksen kuin yhtälö 5.4:5. Redusoiduksi pengertarkistustulokseksi saadaan yhtälöllä 5.4:11:

$$\begin{aligned} Q_{mpr} &= Q_{mp} - 0,3 \gamma d_u^2 (h / d_u + 0,5) \\ &= 65,1 \text{ kN/m} - 0,3 * 18,0 \text{ kN/m}^3 * (1,0 \text{ m})^2 * (2,4 \text{ m} / 1,0 \text{ m} + 0,5) \\ &= 49,4 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (5.4:11)$$

#### 5.4.2 Putken omapaino

Putken omapaino voidaan ottaa huomioon, kun verrataan Betoniputkinormien mukaisia kuormituksia Betoniputkinormien mukaisiin kestävyyskiin. Putken omaa painoa ei huomioida tilanteessa, jossa venymien avulla koekuormituksesta saatua kestävyyttä verrataan laskennan mukaisten kuormitusten aiheuttamiin venymiin. Koekuormituksista mittaamalla saaduissa venymissä rummun omapaino vaikuttaa ennen mittauksia eli mittaukset mittaavat vain hyötykuormista aiheutuneita venymiä. Toijalan koekohteessa käytetyn rummun omaa painoa voidaan arvioida yhtälöllä 5.4:12.

$$G_{rumpu} = \gamma_{bet} A_{rumpu} = 25 \text{ kN/m}^3 * 0,353272 \text{ m}^2 = 8,8 \text{ kN/m} \quad (5.4:12)$$

#### 5.4.3 Vedenpaine kuorma

Vedenpaine kuormalla on merkitystä silloin, kun vesi kulkee ainoastaan putken sisäpuolella. Toijalan koekohteessa vesi pääsee liikkumaan myös rummun ulkopuolella olevassa täyttösorassa, joten vedenpaineella ei ole kuormittavaa vaikutusta. Särökuorman mitoitusyhtälö 5.1:2 ottaa huomioon vedenpaineen. Vedenpaineen aiheuttama kuormitus lasketaan yhtälöllä 5.2:6. Yhtälö 5.4:13 saadaan, kun sijoitetaan tarvittavat termit yhtälöön 5.2:6.

$$Q_v = 0,5 d_s^2 = 0,5 * (0,8 \text{ m})^2 = 0,3 \text{ kN/m} \quad (5.4:13)$$

#### 5.4.4 Liikennekuorma

Liikennekuorma koostuu neljästä 250 kN painoisesta akselist, jotka vaikuttavat tasaisena kuormana 4,5 m \* 1,5 m olevalle alueella. Alue jaetaan neljään samansuuruiseen osa-alueeseen (kuva 5.2:1). Jännitys lasketaan kunkin osa-alueen nurkkapisteen kohdalla rummun harjan korkeudella eli 1,9 m syvyydellä tasaisesta kuormasta

yhtälöllä 5.2:7. Osa-alueitten jännitysten summa vastaa rummun harjan korkeudella rummun keskellä olevaa junakuormasta aiheutuvaa jännitystä (yhtälö 5.4:14).

$$\begin{aligned}\sigma_z(z) &= \frac{4p}{2\pi} \left[ \arctan \frac{BL}{zR_3} + \frac{BLz}{R_3} \left( \frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right) \right] \\ &= \frac{4 * \frac{4 * 250 \text{ kN}}{4,5 \text{ m} * 1,5 \text{ m}}}{2\pi} \left( \arctan \frac{0,75 \text{ m} * 2,25 \text{ m}}{1,9 \text{ m} * \sqrt{(0,75 \text{ m})^2 + (2,25 \text{ m})^2 + (1,9 \text{ m})^2}} + \right. \\ &\quad \left. \frac{0,75 \text{ m} * 2,25 \text{ m} * 1,9 \text{ m}}{\sqrt{(0,75 \text{ m})^2 + (2,25 \text{ m})^2 + (1,9 \text{ m})^2}} * \left( \frac{1}{(\sqrt{(0,75 \text{ m})^2 + (1,9 \text{ m})^2})^2} + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \frac{1}{(\sqrt{(2,25 \text{ m})^2 + (1,9 \text{ m})^2})^2} \right) \right) \\ &= 55,5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}\tag{5.4:14}$$

Huomio! Sulkujen sisällä oleva arcustangentin arvo palautuu radiaaneina.

Jännitys lasketaan putken harjan korkeudella rummun keskellä, neljännespisteessä ja reunalla. Neljännespisteessä laskettu jännityksen arvo on 55,3 kPa ja reunalla oleva arvo on 54,7 kPa. Keskimääräinen jännitys saadaan Simpsonin kaavalla (5.4:15).

$$P_m = (2 * 55,5 \text{ kPa} + 8 * 55,3 \text{ kPa} + 2 * 54,7 \text{ kPa}) / 12 = 55,2 \text{ kPa}\tag{5.4:15}$$

Simpsonin kaavalla laskettu keskimääräinen jännitys jaetaan vielä ylimmän neljänneskaaren mukaiselle alueelle efektiiviseksi jännitykseksi yhtälöllä 5.4:16.

$$P_{\text{eff}} = P_m d_u / a = 55,2 \text{ kPa} * 1000 \text{ mm} / 707 \text{ mm} = 78,1 \text{ kPa}\tag{5.4:16}$$

#### 5.4.5 Särökuormaehdon tarkistus

Särökuormaehdossa (yhtälö 5.1:1) tarkistetaan putken särökuormakestävyys todellisilla kuormituksilla koekuormitustilanteen mukaisella tuentatavalla. Tuentakerroin saadaan yhtälön 5.1:1 tekijöille normaalituenta vastaavasta tuentatavasta liitteen 2 taulukosta L2:1. Tuentakerroin  $k_{ti}$  on tällöin 1,40. Dr-luokan putkien suunnittelukuorma saadaan nyt taulukosta 5.1:1. Taulukon 5.1:1 suunnittelukuorma 165,0 kN/m ylittyy neljällä prosentilla, kun liikennekuormana on 4 kappaletta 250 kN painoisia akseleita (Betoni-putkinormit 2001). Redusoitu suunnittelukuorma saadaan tällöin yhtälöllä 5.4:17.

$$Q_{d,\text{red}} = \frac{165 \text{ kN/m}}{1,04} = 158,7 \text{ kN/m}\tag{5.4:17}$$

Olettamalla peitemaakuormaksi pienin kappaleessa 5.4:1 lasketuista peitemaakuorman arvoista saadaan yhtälö 5.4:18a.



$$Q_h / k_{tkoe} \geq Q_m / k_{tm} + Q_g / k_{tg} + Q_v / k_{tv} + Q_{ln} / k_{tln}$$

$$\frac{158,7\text{kN}}{1,40\text{m}} \geq \frac{49,4\text{kN}}{1,40\text{m}} + \frac{8,8\text{kN}}{1,40\text{m}} + \frac{0,3\text{kN}}{1,40\text{m}} + \frac{78,1\text{kN}}{1,40\text{m}} = 97,6\text{kN/m} \leq 113,4\text{kN/m} \quad (5.4:18a)$$

Tarkistetaan särökuorma vielä tapauksessa, jossa peitemaakuorman arvo 65,1 kN/m. Tämä on saatu yhtälöllä 5.4:10. Maan tilavuuspainona käytetään 18,00 kN/m<sup>3</sup> ja sivutuenta oletetaan nolaksi. Yhtälö 5.1:1 saa nyt muodon (yhtälö 5.4:18b):

$$\frac{158,7\text{kN}}{1,40\text{m}} \geq \frac{65,1\text{kN}}{1,40\text{m}} + \frac{8,8\text{kN}}{1,40\text{m}} + \frac{0,3\text{kN}}{1,40\text{m}} + \frac{78,1\text{kN}}{1,40\text{m}} = 108,8\text{kN/m} \leq 113,4\text{kN/m} \quad (5.4:18b)$$

#### 5.4.6 Momenttien ja normaalivoimien laskeminen kriittisissä poikkileikkauksissa

Tutkitaan penkereen pituussuuntaisen poikkileikkauksen suuntaista 1 m vahvuista siivua. Pystysuorakuorma saadaan metrin pituiselle putkelle nyt yhtälöllä 5.4:19a, kun peitemaakuormana käytetään kappaleessa 5.4:1 laskettua pienintä peitemaakuorman arvoa.

$$Q = Q_m + Q_{ln} = 49,4\text{kN} + 78,1\text{kN} = 127,5\text{kN} \quad (5.4:19a)$$

Peitemaakuorman arvolla 65,1 kN/m pystysuora kuorma saa arvon (yhtälö 5.4:19b):

$$Q = Q_m + Q_{ln} = 65,1\text{kN} + 78,1\text{kN} = 143,2\text{kN} \quad (5.4:19b)$$

Poikkileikkausten momentit lasketaan yhtälöllä 5.3:1 ja normaalivoimat yhtälöllä 5.3:2. Yhtälöissä 5.3:1 ja 5.3:2 esiintyvät  $\alpha$  ja  $\beta$  -kertoimet eli momentti ja normaalivoimakertoimet saadaan liitteen 4 taulukosta L4:2. Katon momentti saadaan nyt yhtälöllä 5.4:20a, kun pystysuorana kuormana on 127,5 kN ja yhtälöllä 5.4:20b, kun pystysuorana kuormana on 143,2 kN.

$$M = \alpha d_k Q = 0,0752 * (0,8\text{m} + 0,15\text{m}) * 127,5\text{kN} = 9,109 \text{ kNm} \quad (5.4:20a)$$

$$M = \alpha d_k Q = 0,0752 * (0,8\text{m} + 0,15\text{m}) * 143,2\text{kN} = 10,230 \text{ kNm} \quad (5.4:20b)$$

Katon normaalivoima saadaan yhtälöillä 5.4:21a ja 5.4:21b, kun pystysuorana kuormana on 127,5 kN ja 143,2 kN.

$$N = \beta Q = -0,0659 * 127,5\text{kN} = -8,402 \text{ kN} \quad (5.4:21a)$$

$$N = \beta Q = -0,0659 * 143,2\text{kN} = -9,437 \text{ kN} \quad (5.4:21b)$$

Putken seinämän momentit esitetään yhtälöissä 5.4:22a ja b ja normaalivoimat yhtälöissä 5.4:23a ja b edellä mainituilla kuormituksilla.

$$M = \alpha d_k Q = -0,0478 * (0,8\text{m} + 0,1\text{m}) * 127,5\text{kN} = -5,485 \text{ kNm} \quad (5.4:22a)$$

$$M = \alpha d_k Q = -0,0478 * (0,8\text{m} + 0,1\text{m}) * 143,2\text{kN} = -6,160 \text{ kNm} \quad (5.4:22b)$$

$$N = \beta Q = -0,5 * 127,5\text{kN} = -63,750 \text{ kN} \quad (5.4:23a)$$

$$N = \beta Q = -0,5 * 143,2\text{kN} = -71,600 \text{ kN} \quad (5.4:23b)$$

Putken pohjan momentit esitetään yhtälöissä 5.4:24a ja b ja normaalivoimat yhtälöissä 5.4:25a ja b edellä mainituilla kuormituksilla.

$$M = \alpha d_k Q = 0,1714 * (0,8\text{m} + 0,15\text{m}) * 127,5\text{kN} = 20,761 \text{ kNm} \quad (5.4:24a)$$

$$M = \alpha d_k Q = 0,1714 * (0,8\text{m} + 0,15\text{m}) * 143,2\text{kN} = 23,317 \text{ kNm} \quad (5.4:24b)$$

$$N = \beta Q = 0,0659 * 127,5\text{kN} = 8,402 \text{ kN} \quad (5.4:25a)$$

$$N = \beta Q = 0,0659 * 143,2\text{kN} = 9,437 \text{ kN} \quad (5.4:25b)$$

#### 5.4.7 Jännitysten ja venymien laskeminen kriittisissä poikkileikkauksissa

Koska Toijalan koekohteessa käytetyistä Iisalmen sahan betoniputkista ei tiedetä raudoituksen määrää eikä sijaintia, niin jännitykset ja venymät tullaan laskemaan jäljempänä pelkästään betonin kimmomoduuliin perustuvalla menetelmällä. Betonin kimmomoduulin arvo määritetään Betoniputkinormien mukaisella tavalla eli yhtälöllä 5.3:5. Nyt oletetaan koko poikkileikkauksen koostuvan pelkästään betonista, jolloin terästen suurempaa kimmomoduulia ei oteta huomioon. Jos poikkileikkauksen terästen määrä tunnettaisiin, niin koko poikkileikkauksen kimmomoduulin arvoksi saataisiin suurempi kuin pelkän betonin kimmomoduulin arvo. Koko poikkileikkauksen kimmomoduuli voitaisiin määrittää yhtälöllä 5.4:26.

$$E_{\text{kokopl}} = \frac{E_c A_c + E_s A_s}{A_c + A_s} \quad (5.4:26)$$

missä,

$E_{\text{kokopl}}$	=	koko poikkileikkauksen painotettu kimmomoduuli [MPa]
$E_c$	=	betonin kimmomoduuli [MPa]
$E_s$	=	teräksen kimmomoduuli [MPa]
$A_c$	=	poikkileikkauksen betonin pinta-ala
$A_s$	=	poikkileikkauksen terästen pinta-ala

Iisalmen sahan TTKK:n rakennustekniikan koehallissa koekuormitetuista rumpuputkista porattiin rummun jalan kohdalta kolme näytettä, joista VTT mittasi betonin puristuslujuuden eli niin sanotun K-arvon. Kolmen kokeen keskiarvoksi saatiin 64,33 MPa. Tällöin betonin kimmomoduuliksi saatiin (yhtälö 5.4:27):

$$E_c = 5000\sqrt{K} = 5000 * \sqrt{64,33\text{MPa}} \approx 40\,000 \text{ MPa} \quad (5.4:27)$$

Normaalivoimasta aiheutuvan normaalijännityksen oletetaan jakautuvan tasaisesti putken poikkileikkauksessa (kuva 5.4:1a) ja se voidaan määrittää yhtälöllä 5.4:28.

Momentista aiheutuva normaalijännitys putken poikkileikkauksessa jakautuu lineaarisesti kuvan 5.4:1b mukaisesti ja se voidaan määrittää yhtälöllä 5.4:29.

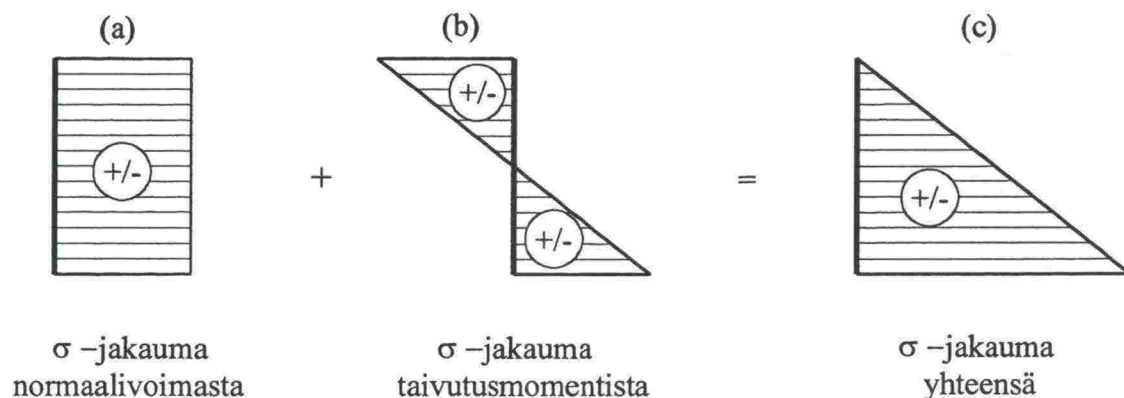
$$\sigma = N / A \quad (5.4:28)$$

$$\sigma = \frac{M}{I} y \quad (5.4:29)$$

Yhtälöissä 5.4:28 ja 5.4:29 esiintyvät merkinnät ovat:

$\sigma$	=	poikkileikkauksessa vaikuttava normaalijännitys normaalivoimasta ja momentista (kuva 5.4:1) [ $\text{kN/m}^2$ ]
$N$	=	poikkileikkauksessa vaikuttava normaalivoima [ $\text{kN}$ ]
$A$	=	poikkileikkauksen koko pinta-ala ( $A_c + A_s$ ) [ $\text{m}^2$ ]
$M$	=	poikkileikkauksessa vaikuttava momentti [ $\text{kNm}$ ]
$I$	=	poikkileikkauksen neliömomentti = $bh^3/12$ [ $\text{m}^4$ ]
$b$	=	poikkileikkauksen leveys [ $\text{m}$ ]
$h$	=	poikkileikkauksen korkeus [ $\text{m}$ ]
$y$	=	tarkasteltavan kohdan etäisyys neutraaliakselista [ $\text{m}$ ]

Normaalivoimasta ja taivutusmomentista aiheutuvat normaalijännitykset lasketaan yhteen ja siten saadaan poikkileikkauksessa vaikuttava kokonaisnormaalijännitys (kuva 5.4:1 c).



Kuva 5.4:1 Poikkileikkauksessa vaikuttavan normaalijännityksen määrittäminen.

Normaalijännityksistä saadaan laskettua venymät Hooken lailla (yhtälö 5.4:30).

$$\sigma = E\varepsilon \Leftrightarrow \varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (5.4:30)$$

missä,

$\sigma$	=	normaalijännitys [ $\text{MPa}$ ]
$E$	=	kimmomoduuli [ $\text{MPa}$ ]
$\varepsilon$	=	venymä [-]

Rummun sisäpuolisessa katossa vaikuttavaksi reunanormaalijännitykseksi saadaan sivutuetun ja tukemattoman rummun tapauksessa yhtälöiden 5.4:31a ja 5.4:31b mukaiset



arvot. Poikkileikkauksen pituus on 1,0 m ja korkeus 0,12 m eli reunan etäisyydeksi neutraaliakselista tulee 0,06 m.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = \frac{-8,402 \text{ kN}}{1,0 \text{ m} * 0,12 \text{ m}} + \frac{9,109 \text{ kNm}}{1,0 \text{ m} * (0,12 \text{ m})^3 / 12} * 0,06 \text{ m} = 3725,2 \text{ kPa} \quad (5.4:31a)$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = \frac{-9,437 \text{ kN}}{1,0 \text{ m} * 0,12 \text{ m}} + \frac{10,230 \text{ kNm}}{1,0 \text{ m} * (0,12 \text{ m})^3 / 12} * 0,06 \text{ m} = 4183,9 \text{ kPa} \quad (5.4:31b)$$

Reunajännityksiä (yhtälöt 5.4:3a ja b) vastaavat venymät ovat (yhtälöt 5.4:32a ja b):

$$\varepsilon = \sigma / E = 3,7252 \text{ MPa} / 40000 \text{ MPa} = 93,1 \text{ } \mu\text{strain} \quad (5.4:32a)$$

$$\varepsilon = \sigma / E = 4,1839 \text{ MPa} / 40000 \text{ MPa} = 104,6 \text{ } \mu\text{strain} \quad (5.4:32b)$$

Rummun sivujen paksuus on 0,10 m. Reunajännityksiksi saadaan nyt yhtälöiden 5.4:33a ja b mukaiset tulokset. Jännityksistä aiheutuneet venymät saadaan vastaavasti yhtälöillä 5.4:34a ja b.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = \frac{-63,750 \text{ kN}}{1,0 \text{ m} * 0,10 \text{ m}} + \frac{-5,485 \text{ kNm}}{1,0 \text{ m} * (0,10 \text{ m})^3 / 12} * 0,05 \text{ m} = -3928,5 \text{ kPa} \quad (5.4:33a)$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = \frac{-71,600 \text{ kN}}{1,0 \text{ m} * 0,10 \text{ m}} + \frac{-6,160 \text{ kNm}}{1,0 \text{ m} * (0,10 \text{ m})^3 / 12} * 0,05 \text{ m} = -4412,3 \text{ kPa} \quad (5.4:33b)$$

$$\varepsilon = \sigma / E = -3,9285 \text{ MPa} / 40000 \text{ MPa} = -98,2 \text{ } \mu\text{strain} \quad (5.4:34a)$$

$$\varepsilon = \sigma / E = -4,4123 \text{ MPa} / 40000 \text{ MPa} = -110,3 \text{ } \mu\text{strain} \quad (5.4:34b)$$

Rummun pohjan paksuudeksi mitattiin 0,18 m. Reunajännityksiksi saadaan nyt yhtälöiden 5.4:35a ja b mukaiset tulokset. Jännityksistä aiheutuneet venymät saadaan vastaavasti yhtälöillä 5.4:36a ja b.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = \frac{8,402 \text{ kN}}{1,0 \text{ m} * 0,18 \text{ m}} + \frac{20,761 \text{ kNm}}{1,0 \text{ m} * (0,18 \text{ m})^3 / 12} * 0,09 \text{ m} = 3891,3 \text{ kPa} \quad (5.4:35a)$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = \frac{9,437 \text{ kN}}{1,0 \text{ m} * 0,18 \text{ m}} + \frac{23,317 \text{ kNm}}{1,0 \text{ m} * (0,18 \text{ m})^3 / 12} * 0,09 \text{ m} = 4370,4 \text{ kPa} \quad (5.4:35b)$$

$$\varepsilon = \sigma / E = 3,8913 \text{ MPa} / 40000 \text{ MPa} = 97,3 \text{ } \mu\text{strain} \quad (5.4:36a)$$

$$\varepsilon = \sigma / E = 4,3704 \text{ MPa} / 40000 \text{ MPa} = 109,3 \text{ } \mu\text{strain} \quad (5.4:36b)$$

Vedosta aiheutuvat reunajännitykset ja venymät ovat tässä tapauksessa suurimmat pohjassa. Katon reunajännitykset ja venymät ovat ainoastaan neljä prosenttia pienemmät kuin pohjan vastaavat, joten jännitysten ja venymien voidaan sanoa olevan lähes saman-

suuruiset. Rummun reunan puristusjännitys ja venymä on itseisarvoltaan lähes pohjan vetojännitystä ja venymää vastaava.

Koska tässä tutkimuksessa on tarkoitus vertailla eri käsinlaskentamenetelmillä laskettuja tuloksia elementtimenetelmällä laskettuihin tuloksiin, on syytä tarkastella myös muita kuin Betoniputkinormien kahta pienintä peitemaakuormatapausta. Tarkastellaan tapauksia, joista ensimmäisessä peitemaakuorman arvo on saatu tavanomaisella hautateorialla (yhtälö 5.4:8) ja toisessa peitemaakuorman arvo on saatu keskimääräinen maapatsas-menetelmällä (yhtälö 5.4:9). Koska laskennan vaiheet ovat edellä esitetyn esimerkin mukaiset, tyydytään esittämään ainoastaan tulokset. Taulukossa 5.4:1 esitetään eri käsinlaskentamenetelmillä saadut tulokset.

*Taulukko 5.4:1 Rummun jännitykset ja venymät kriittisissä poikkileikkauksissa.*

Käsinlaskenta- menetelmä	Jännitykset [kPa]			Venymät [μstrain]		
	Katto	Sivu	Pohja	Katto	Sivu	Pohja
Tavanomainen hautateoria	7894,6	-8325,4	8246,5	197,4	-208,1	206,2
Keskimääräinen maapatsas -menetelmä	5878,6	-6199,4	6140,6	147,0	-155,0	153,5
Pengertarkistus	4183,9	-4412,3	4370,4	104,6	-110,3	109,3
Pengertarkistus sivutuennalla	3725,2	-3928,5	3891,3	93,1	-98,2	97,3

Taulukossa 5.4:1 esitetyt jännitysten ja venymien arvot on saatu tapauksessa, jossa neutraaliakselin oletetaan kulkevan poikkileikkauksen pinta-ala keskiön kautta. Todellisuudessa raudoitetuilla jalallisilla rumpuputkilla tämä on erittäin epätodennäköistä.

Tavanomainen hautateoria ei täytä särökuormaehtoa eli yhtälöä 5.1:1 (yhtälö 5.4:37a).

$$\frac{158,7\text{kN}}{1,40\text{m}} \geq \frac{192,1\text{kN}}{1,40\text{m}} + \frac{8,8\text{kN}}{1,40\text{m}} + \frac{0,3\text{kN}}{1,40\text{m}} + \frac{78,1\text{kN}}{1,40\text{m}}$$

$$113,4 \text{ kN/m} \geq 199,5 \text{ kN/m ei hyvä !}$$

(5.4:37a)

Keskimääräisellä maapatsas -menetelmällä yhtälön 5.1:1 ehto jää myös täyttämättä (yhtälö 5.4:37b).

$$\frac{158,7\text{kN}}{1,40\text{m}} \geq \frac{123,1\text{kN}}{1,40\text{m}} + \frac{8,8\text{kN}}{1,40\text{m}} + \frac{0,3\text{kN}}{1,40\text{m}} + \frac{78,1\text{kN}}{1,40\text{m}}$$

$$113,4 \text{ kN/m} \geq 150,2 \text{ kN/m} \text{ ei hyvä!} \quad (5.4:37b)$$

Taivutusvetolujuuden maksimijännitys määritettiin yhtälöllä 5.3:4. Taivutusvetolujuuden maksimiarvoksi saadaan nyt (yhtälö 5.4:38):

$$f_{\text{ctk}} = 0,2K^{2/3} = 0,2 * \sqrt[3]{64,33^2} \text{ MPa} = 3,211 \text{ MPa} = 3211,0 \text{ kPa} \quad (5.4:38)$$

Kaikilla käsinlaskentamenetelmillä saadut kriittisten poikkileikkausten vetojännitykset ovat suurempia kuin sallittu taivutusvetolujuuden maksimiarvo. Betoniputkinormien korjatulla taivutusmomentin ja normaalivoiman laskentakaavalla (yhtälöt 5.3:1 ja 5.3:2) halkaisijaltaan 800 mm jalallinen rumpuputki *ei kestä* halkeilematta 1,9 m peite-syvyydellä 250 kN akselipainon suuruista junakuormaa.

Jos momenttien ja normaalivoimien laskentakaavoina käytettäisiin Betoniputkinormeissa 2001 esiintyviä virheellisiä laskentakaavoja, taulukon 5.4:1 arvot olisivat 10-kertaa pienemmät. Tällöin taulukon 5.4:1 suurin eli tavanomaisella hautateorialla laskettu rummun pohjaan aiheutuva maksimivetojännitys olisi vain neljäsosa yhtälön 5.4:38 taivutusvetolujuuden maksimiarvosta.



## 6 RUMPUELEMENTIN KOEKUORMITUKSEN MALLINTAMINEN ELEMENTTIMENETELMÄLLÄ

### 6.1 Rumpuelementin elementtimallinnuksen tarkoitus

Koekuormitetun rumpuelementin elementtimallinnuksen ensisijainen tarkoitus oli varmistaa rummun kimmoista käyttäytymistä kuvaavan moduulin eli kimmomoduulin arvo. Toissijaisena tarkoituksena oli varmentaa itse laskentamenetelmän ja materiaali-mallin sopivuus raudoitettulle jalalliseksi betoniputkelle betoniputkinormien mukaisessa koekuormitustilanteessa. Betoniputkinormin mukaisesti betonille määritettiin kimmomoduuli puristuslujuuden eli K-arvon mukaan. VTT:n tekemien puristuskokeiden ja niistä saatavien puristuslujuuksien keskiarvon ja yhtälön 5.4:27 perusteella lisälmen sahan betonin kimmomoduuliksi saatiin noin 40 000 MPa. Rumpuelementin elementtimallinnuksesta ei suoraan saatu tulokseksi rummun kimmomoduulia. Kimmomoduulin arvo saatiin iteroimisprosessin tuloksena, kun tiedettiin koekuormituksessa käytetty ulkoinen voima ja voiman aiheuttamat mittauksista saadut venymät ja halkaisijan muutokset. Iteroimalla saatu rummun kimmomoduuli ottaa huomioon täten myös poikkileikkauksen terästen määrän ja sijainnin.

### 6.2 Elementtimenetelmä rumpuelementin mallintamisessa

Elementtimenetelmä on numeerinen laskentamenetelmä, jolle löytyy sovelluksia usealta eri alueelta kuten esimerkiksi sähköopista, lämpöopista ja perinteisestä mekaniikasta. Elementtimenetelmä perustuu potentiaalienergian minimiperiaatteeseen. Mekaniikassa yleisesti käytössä olevalle siirtymä-jännitys-menetelmälle potentiaalienergian minimiperiaate tarkoittaa siirtymien ja rakenteeseen vaikuttavien voimien tasapainon löytymistä mahdollisimman pienellä energiamäärällä. Siirtymämenetelmän perusyhtälö yhdelle elementille on muotoa:

$$\{\hat{F}\} = [K^{(e)}] \{\hat{u}\} \quad (6.2:1)$$

missä  $[K^{(e)}]$  on elementin jäykkyysmatriisi, joka voidaan kirjoittaa yleisessä muodossa:

$$K^e = \int_{\Omega^{(e)}} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dV \quad (6.2:2)$$

missä matriisi  $\mathbf{B}$  välittää diskreetissä muodossa kinemaattisen yhteyden, matriisi  $\mathbf{D}$  vastaavasti materiaalilain.  $\mathbf{B}^T$  on tasapaino-operaattorin diskreettivastine, koska yhtälö 6.2:2 on itseadjunktoitu. Matriisi  $\mathbf{B}$  saadaan käyttämällä solmun siirtymän tai kiertymän määräämää operaattoria interpolaatiofunktioille  $N$ . Koko laskentamallia koskeva perusyhtälö voidaan kirjoittaa:

$$\{\hat{P}\} = [K] \{\hat{U}\} \quad (6.2:3)$$

minkä kerroinmatriisi  $[K]$  on laskentamallin jäykkyysmatriisi. Elementtimenetelmän kolmas perusajatus on, että  $[K]$  saadaan helposti muodostettua elementtiverkon elementtien jäykkyysmatriiseista niin sanottua sijoittelusummausta käyttäen.

$$[K] = \sum_{e=1}^M [K^{(e)}] \quad (6.2:4)$$

missä  $M$  merkitsee elementtien kokonaismäärää. Jos rakenteeseen kohdistuu solmukuormituksen lisäksi kenttäkuormituksia eli elementtikuormituksia, ne voidaan ottaa huomioon ns. ekvivalenttisten solmukuormitusten avulla. Kullekin elementille  $e$  lasketaan ekvivalenttinen solmukuormitusvektori  $\{\hat{f}^{(e)}\}$ , joka määritellään:

$$\hat{f}^e = \int_{\Omega^{(e)}} \hat{N}^T dV \quad (6.2:5)$$

Kokonaiskuormitusvektori saadaan yhdistämällä solmukuormat ja ekvivalenttiset solmukuormat käyttämällä sijoittelusummausta. Kokonaiskuormitusvektori on muotoa:

$$\{\hat{R}\} = \{P\} + \sum_{e=1}^M \{\hat{f}^{(e)}\} \quad (6.2:6)$$

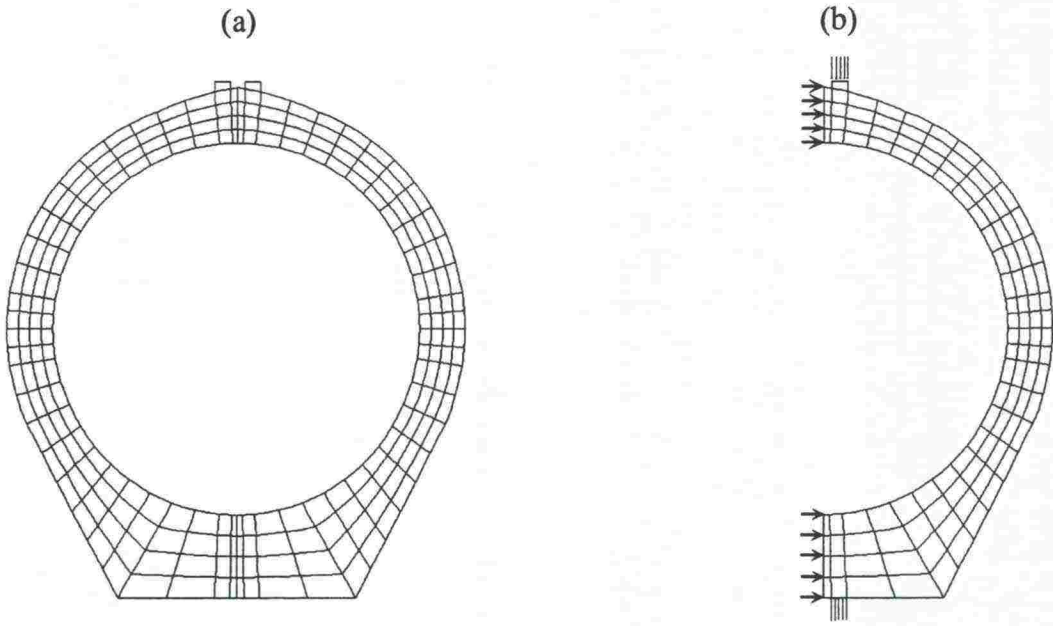
Näin on saatu muodostettua laskentamallin perusyhtälö:

$$[K]\{\hat{U}\} = \{\hat{R}\} \quad (6.2:7)$$

Siinä ovat tuntemattomia vapaat solmusiirtymät, jotka yhdessä tukisiirtymien kanssa muodostavat vektorin  $\{\hat{U}\}$ , sekä tukireaktiot, jotka sisältyvät kuormitusvektoriin  $\{\hat{R}\}$ . Yhtälöryhmässä 6.2:7 on saman verran yhtälöitä kuin tuntemattomiakin, ja jos laskentamalliin ei sisälly jäykän kappaleen liikemahdollisuutta, ne voidaan ratkaista (Outinen 1988, Mäkelä 1998).

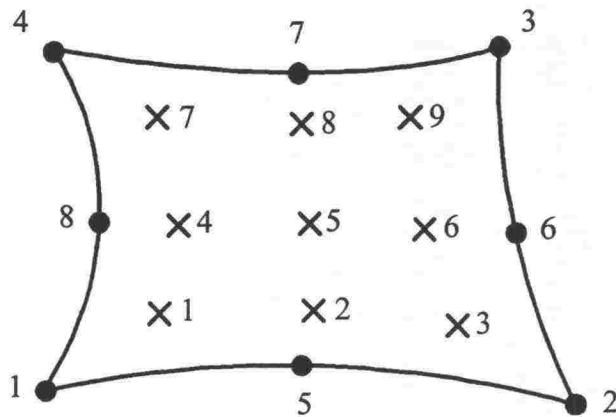
### 6.3 Koerummun mallintamisessa käytetyt laskentaoletukset

Kolmiulotteinen rumpuelementti mallinnettiin kaksiulotteisessa tasomuodonmuutos-tilassa (kuva 6.3:1a). Elementtimallinnuksessa voitiin käyttää hyväksi symmetriaa (kuva 6.3:1b). Symmetrian hyväksikäyttö pienentää mallinnettavan alueen suuruutta eli pintaa ja tämän kautta elementtien ja vapausasteiden (DOF) lukumäärää, joka korreloi suoraan mallin laskenta-aikaan. Symmetria-akselilla siirtymiä voi tapahtua vain symmetria-akselin suunnassa. Kuvissa 6.3:1a ja b havaitaan rummun yläreunassa sijaitseva elementti, joka vastaa rummun kuormituskokeessa käytettyä yläpuolista puuosaa. Elementtimallissa kuormitus annettiin tasaisena paineena puuosan yläpintaan. Alapuolinen tukireaktio sekä sivuttaissuunnassa oleva tukireaktio on myös piirretty kuvaan 6.3:1b.



Kuva 6.3:1 (a) Ratarumpu tasossa ja (b) laskennassa käytetty malli kuormituksineen ja reunaehtoineen.

Kuviin 6.3:1a ja b on piirretty myös laskennassa käytetyt elementit. Elementit ovat 8-solmuisia bikvadraattisia isoparametrisia neliskulmaisia tasomuodonmuutoselementtejä (kuva 6.3:2).



Kuva 6.3:2 8-solmuinen bikvadraattinen tasomuodonmuutoselementti (ABAQUS 6.2 käyttöohjekirja)

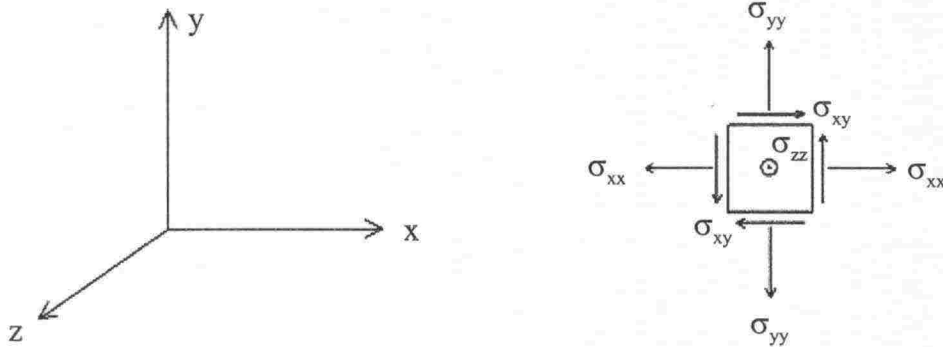
Kuvaan 6.3:2 on piirretty elementin lisäksi solmut ja solmunumerot sekä integroimispisteet ja näiden numerot. Rummun materiaaalimalli on lineaarisesti kimmoinen malli (yhtälö 5.4:30). Tällöin yhtälö 5.4:30 saa tasomuodonmuutostapauksessa tensoriaalisen muodon (yhtälöryhmä 6.3:1):



$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E & -\nu/E & 0 \\ -\nu/E & -\nu/E & 0 \\ 0 & 0 & 1/G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (\text{yhtälöryhmä 6.3:1})$$

missä,

- $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}$  = normaalijännitys (kuva 6.3:3)  
 $\sigma_{xy}$  = leikkausjännitys (kuva 6.3:3)  
 $\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}$  = normaalijännitystä vastaava venymä  
 $\varepsilon_{xy}$  = leikkausjännitystä vastaava venymä  
 $E$  = kimmomoduuli  
 $G$  = Leikkausmoduuli =  $\frac{E}{2(1+\nu)}$   
 $\nu$  = Poissonin luku

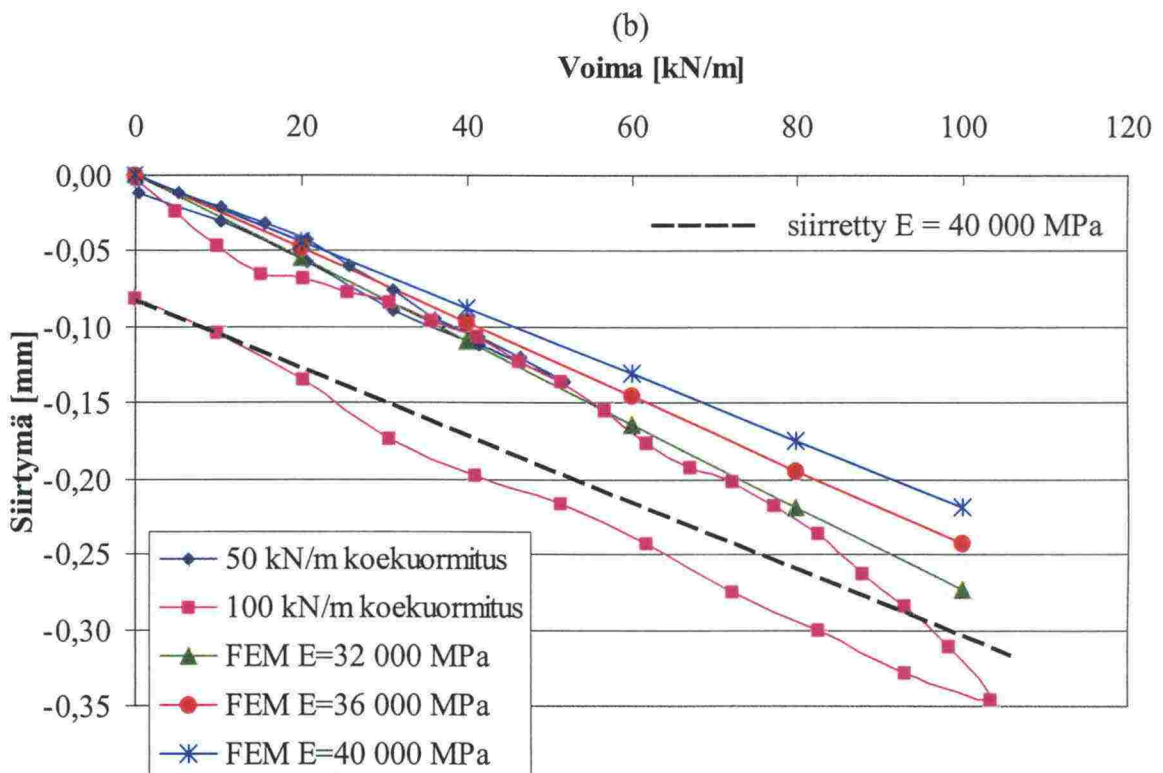
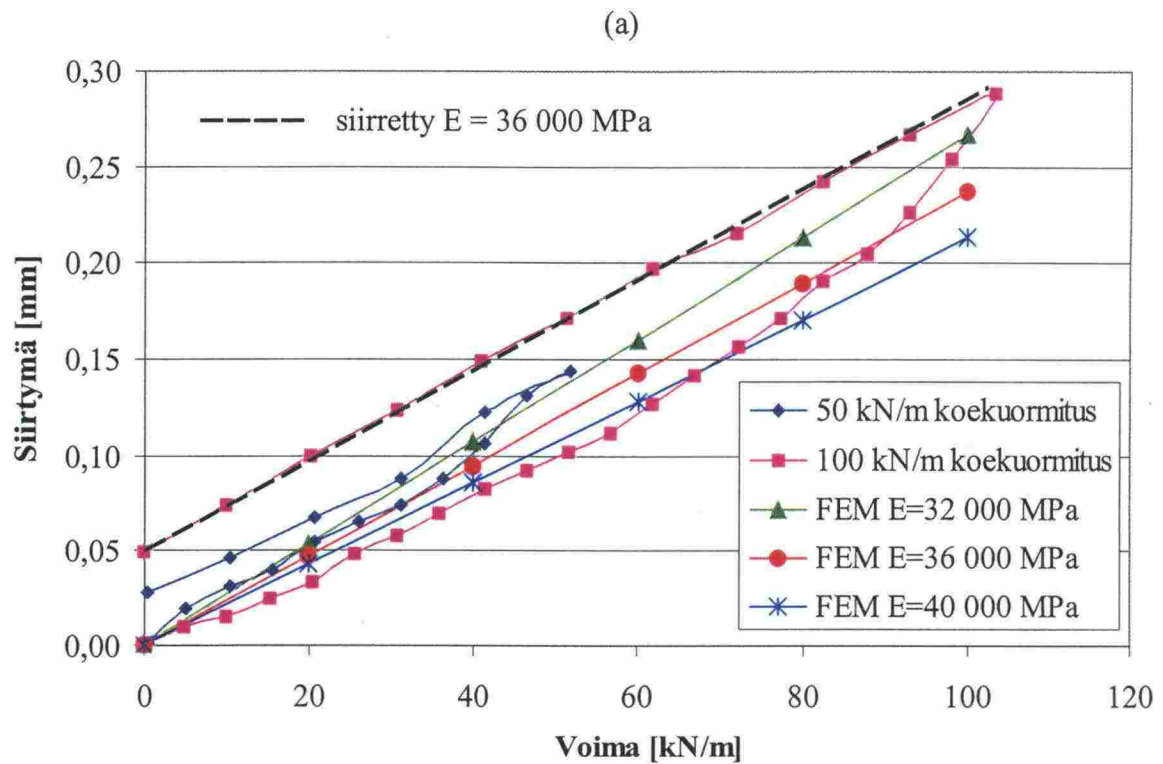


Kuva 6.3:3 Kolmiulotteinen karteesinen koordinaattisysteemi ja xy-tason merkkikonventio (PLAXIS 7 käyttöohjekirja).

Tasomuodonmuutostapauksessa kuvan 6.3:3 normaalijännitys  $\sigma_{zz} = 0$ . Laskennassa rummun kimmomoduulille käytettiin arvoja 32 000 MPa:sta 40 000 MPa:iin. Poissonin luku oli 0,15. Puuosan kimmomoduulina käytettiin 5 000 MPa ja Poissonin lukuna 0,3.

#### 6.4 Laskentatulokset ja niiden vertailu rumpuelementin koekuormituksista saatuihin tuloksiin

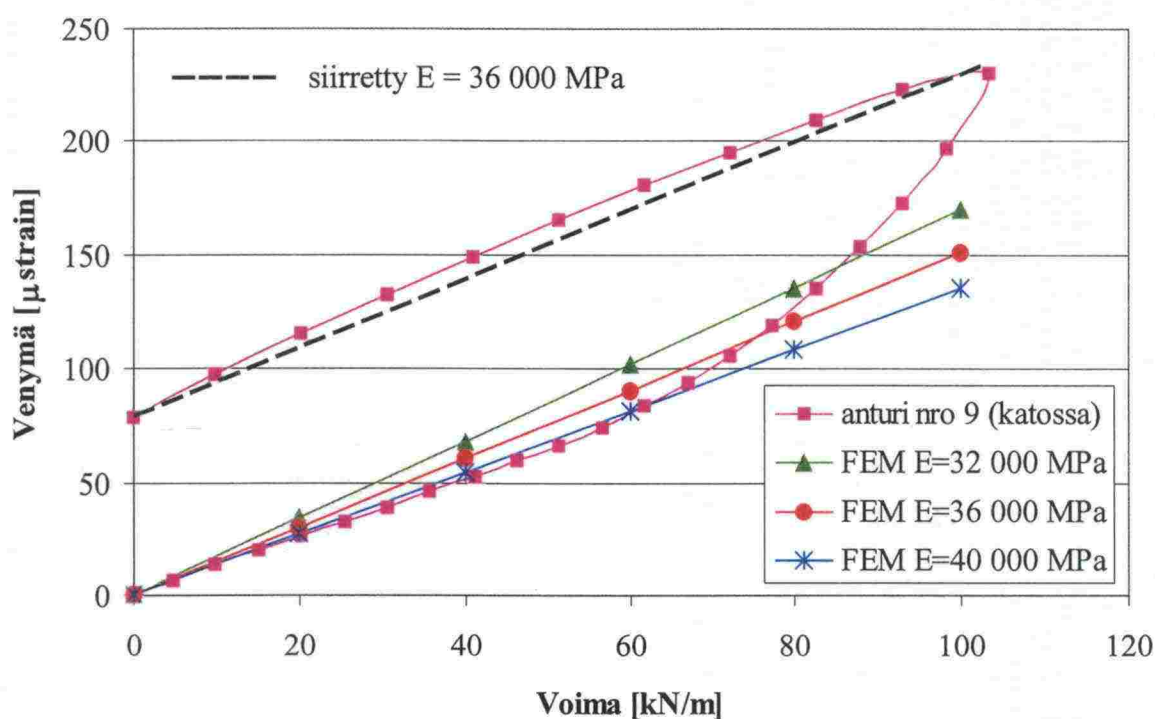
Rummun kimmomoduulin arvo varmistettiin iteroimalla FEM-mallin kimmomoduulia. Kuvassa 6.4:1a esitetään rummun mitatut ja lasketut vaakasiirtymät ja kuvassa 6.4:1b rummun mitatut ja lasketut pystysiirtymät. Mitatuista vaaka- ja pystysiirtymistä esitetään kuormitus 50 kN/m ja 100 kN/m asti. Lasketut vaaka- ja pystysiirtymät on saatu kimmomoduulien arvoilla 32 000 MPa, 36 000 MPa ja 40 000 MPa.



Kuva 6.4:1 Mitatut ja lasketut (a) vaakasiirtymät ja (b) pystysuorat siirtymät.

Kuvissa 6.4:1a ja b esiintyvä siirretty käyrä on saatu siirtämällä elementtimenetelmällä laskettu siirtymäkäyrä alkamaan mitatun siirtymäkäyrän palautuskäyrän loppupisteestä eli arvosta, jossa kuormitus on 0 kN/m. Lasketun siirtymäkäyrän siirtämistä palautus-

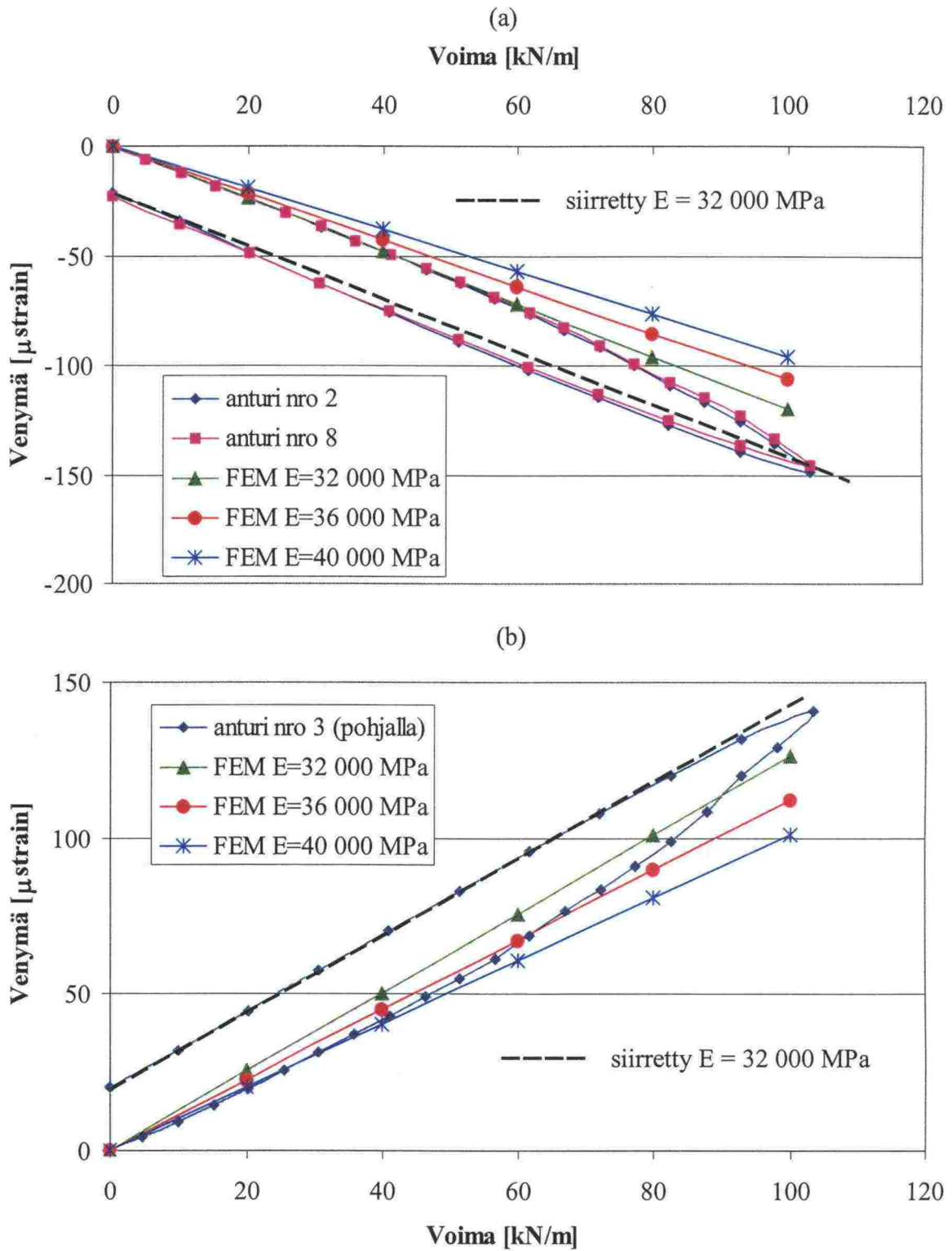
käyrän loppuun voidaan perustella sillä, että palautuskäyrä on lineaarinen. Vertaamalla vaakasiirtymäkuvaajan eli kuvan 6.4:1a alun mitattua kuormituskäyrää ja laskennasta saatuja kuormituskäyriä toisiinsa näyttäisi kimmomoduulin arvolla 40 000 MPa laskettu siirtymäkuvaaja lähimmältä. Alun tapauksessa suurempikin kuin 40 000 MPa oleva kimmomoduulin arvo voisi tulla kysymykseen. Palautuskäyrää ja siirrettyä käyrää vertaamalla voidaan kimmomoduulin arvoksi päätellä lähelle 36 000 MPa. Pystysiirtymäkuvaaja eli kuva 6.4:1b näyttäisi antavan lasketun ja mitatun käyrän osalta samansuuntaisia tuloksia, kun lasketun käyrän laskemiseen on käytetty kimmomoduulin arvoa 32 000 MPa. Kimmomoduulin arvolla 40 000 MPa laskettu käyrä ja palautuskäyrä näyttäisi antavan hyvin samansuuntaisia tuloksia alle 20 kN/m kuormituksilla. Rummun katosta mitattujen venymäarvojen ja lasketujen arvojen vertailu esitetään kuvassa 6.4:2.



Kuva 6.4:2 Rummun katon mitatut ja lasketut venymät.

Rummun katon mitatut venymät ja lasketut venymät kimmomoduulin arvolla 40 000 MPa näyttäisivät antavan saman suuntaisia tuloksia kuormituksen alkuvaiheessa. Palautuskäyrä vastaisi laskettua käyrää, jonka kimmomoduulin arvo on lähempänä 36 000 MPa. Rummun seinämästä mitattujen venymäarvojen ja lasketujen arvojen vertailu esitetään kuvassa 6.4:3a. Kuvassa 6.4:3b esitetään vastaavasti pohjan mitattujen venymäarvojen ja lasketujen arvojen vertailu.





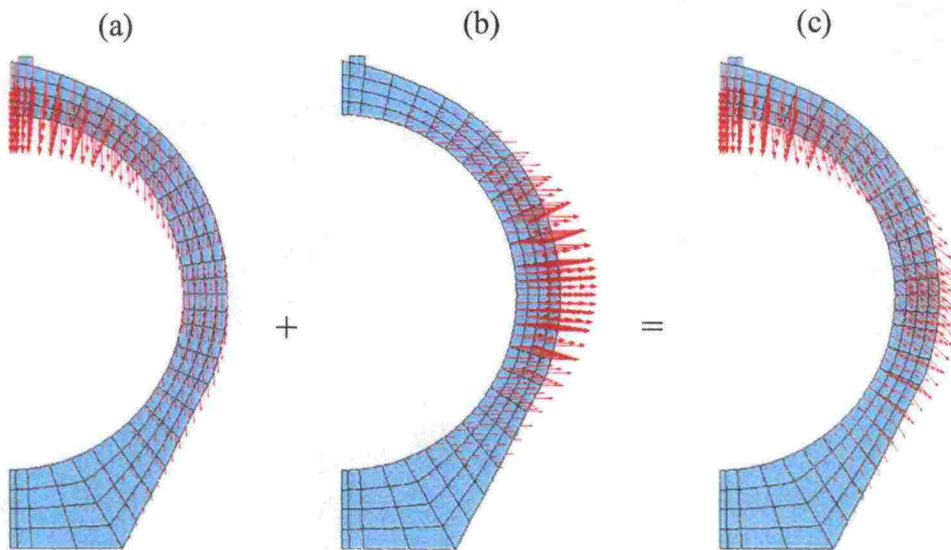
Kuva 6.4:3 Rummun (a) seinämän ja (b) pohjan mitatut ja lasketut venymät.

Rummun mitatuista ja lasketuista seinämän venymistä lähimpänä toisiaan on niin kuorituksen kuin palautusvaiheen aikana mitattu ja laskettu käyrä, joka on saatu kimmo-

moduulin arvolla 32 000 MPa. Pohjan venymistä mitattua käyrää lähimpänä kuormituksen alkuvaiheessa on laskettu käyrä, joka on saatu kimmomoduulin arvolla 40 000 MPa. Palautusvaiheen mitattua käyrää vastaa parhaiten laskettu käyrä, joka on saatu kimmomoduulin arvolla 32 000 MPa.

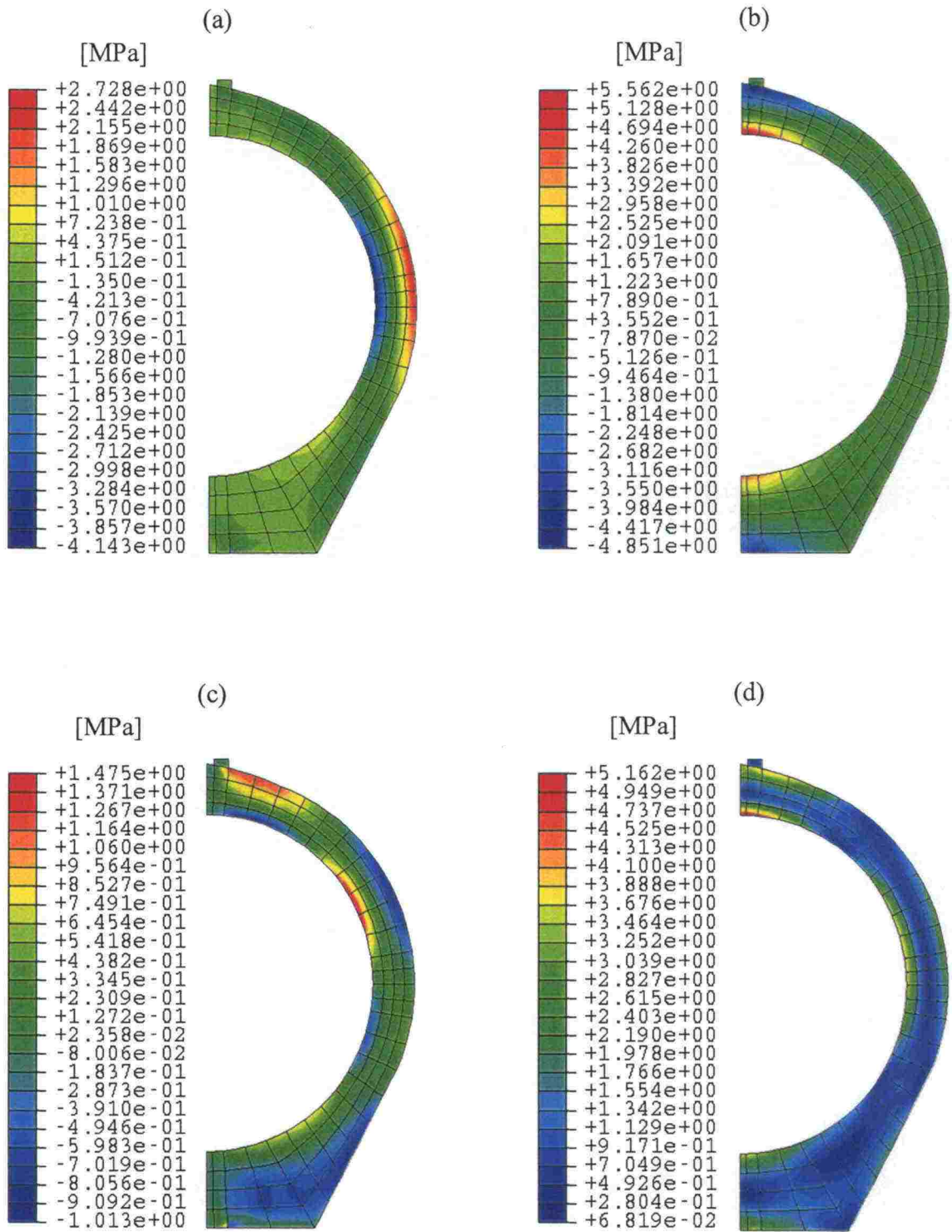
Edellä esitetyistä arvoista ei voida valita yksiselitteisesti yhtä ainoata oikeata kimmomoduulin arvoa rummulle. Pelkkiä palautuskäyriä ja siirrettyjä käyriä vertaamalla kimmomoduulin arvoksi oltaisiin saatu noin 32 000–36 000 MPa. Toisaalta kuormituksen alut tukivat jopa yli 40 000 MPa suuruista kimmomoduulin arvoa. Pelkälle betonille laskettu kimmomoduulin arvo oli noin 40 000 MPa. Olettamalla pelkän betonin kimmomoduuliksi yhtälön 5.4:27 antama 40 000 MPa ja lisäämällä siihen raudoituksesta tuleva jäykistävä vaikutus  $E_s = 200\,000$  MPa voidaan koko poikkileikkauksen eli rummun kimmomoduulin arvon olettaa olevan yli 40 000 MPa. Koska kuvat 6.4:1–6.4:3 pääsääntöisesti antaisivat kimmomoduulille alle 40 000 MPa arvoja ja yhtälöstä 5.4:27 johdettu poikkileikkauksen eli koko rummun kimmomoduuli yli 40 000 MPa arvoja, voidaan tulevaisuuden penkereeseen asennetuissa rummuissa käyttää kimmomoduulin arvoa 40 000 MPa.

Rummun kimmomoduulin ollessa 40 000 MPa saadaan koekuormitusta simuloivan elementtimallin siirtymäkuvaajiksi kuvan 6.4:4a, b ja c mukaiset tulokset, kun kuormituksena on 100 kN/m.



Kuva 6.4:4 Rummun (a) pysty-, (b) vaakasuuntaiset ja (c) kokonaissiirtymävektorit

Kuvan 6.4:4a pystysuuntaisten siirtymien maksimiarvo on 0,2191 mm. Vaakasuuntaisten siirtymien maksimiarvo on 0,109 mm. Kokonaissiirtymävektoreista suurin on sama kuin pystysuuntainen siirtymävektori eli kokonaissiirtymän maksimiarvo on 0,2191 mm. Rummun pysty-, vaaka-, leikkaus- ja Von Mises -jännitykset esitetään kuvissa 6.4:5.



Kuva 6.4:5 Rummun (a) pysty-, (b) vaaka-, (c) leikkaus- ja (d) Von Mises -jännitykset.

Pystyjännitysten maksimi-arvot saavutetaan rummun seinämän molemmilla pinnoilla (kuva 6.4:5a). Suurimmat vetojännitykset ovat ulkopinnalla ja suurimmat puristusjännitykset sisäpinnalla. Vaakajännitysten maksimi-arvot (kuva 6.4:5b) saavutetaan pohjassa



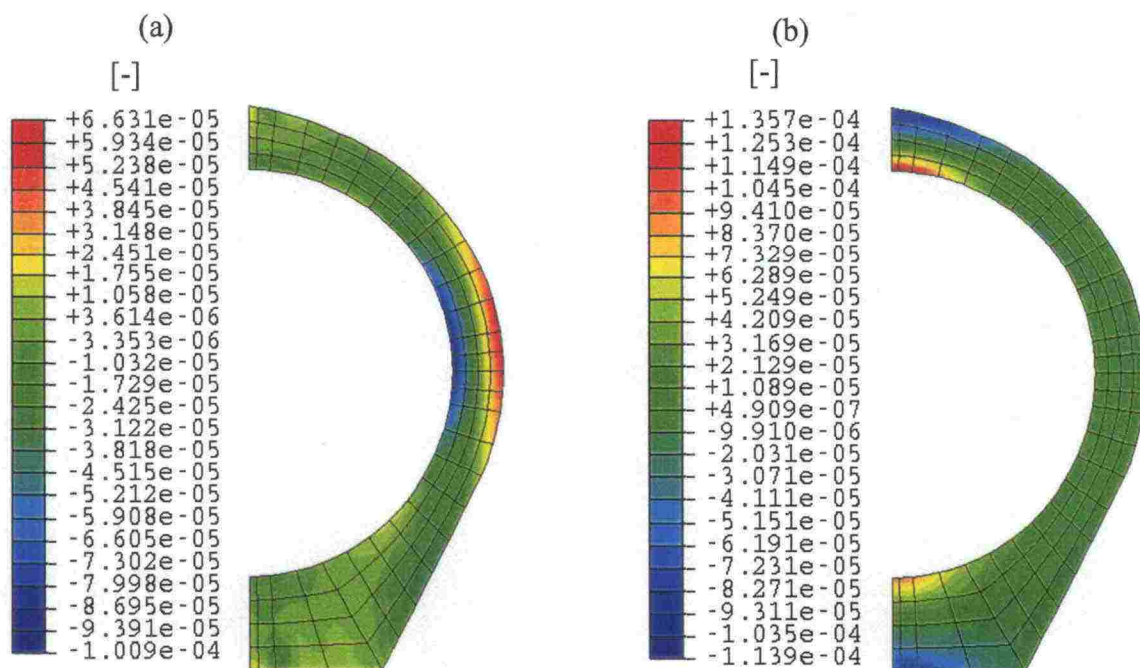
ja katossa. Vetojännitykset ovat suurimmillaan rummun sisäpuolella ja puristusjännitykset vastaavasti rummun ulkopinnalla. Rummun leikkausjännitysten huippukohdat (kuva 6.4:5c) näyttäisivät osuvan plusmerkkisten jännitysten osalta yläpuolisen puuosan oikealle puolella putken ulkopintaan ja ylemmälle puoliskolle rummun sisäpintaan. Miinusmerkkiset leikkausjännitykset ovat suurimmillaan rummun samassa poikkisuuntaisessa poikkileikkauksessa kuin plusmerkkisetkin, nyt vain toisella reunalla poikkileikkausta. Von Mises -jännitykset esitetään kuvassa 6.4:5d. Von Mises -jännitykset lasketaan yhtälöllä 6.4:1.

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}} = \sqrt{\frac{2}{3} \left( \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_{ii} \delta_{ij} \right) \left( \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_{ii} \delta_{ij} \right)} \quad (6.4:1)$$

missä,

- $q_{ij}$  = ekvivalenttinen Von Mises -jännitysmatriisin alkio  
 $\sigma_{ij}$  = jännitysmatriisin alkio, joka on sarakkeessa i ja rivillä j  
 $\delta_{ij}$  = Kroneckerin deltamatriisin alkio sarakkeessa i rivillä j  
 Kroneckerin deltamatriisin alkio saa arvon 1, kun  $i=j$  ja muulloin arvon 0.

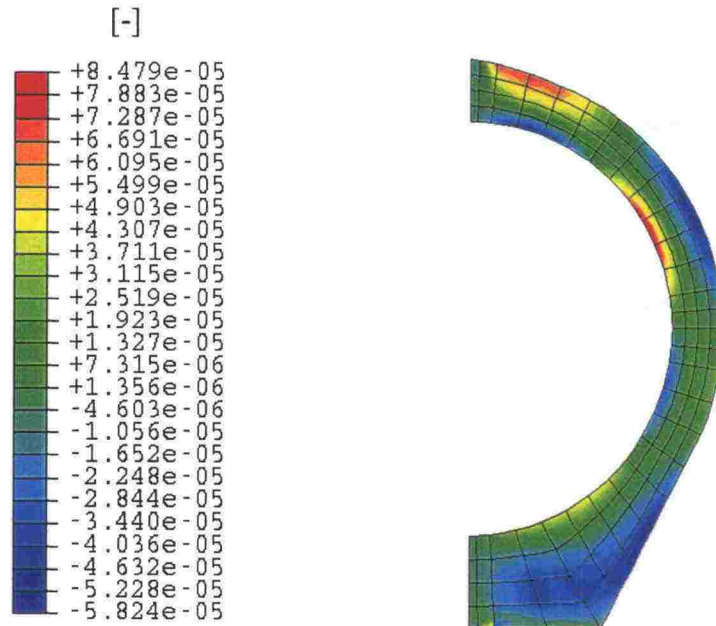
Pysty- ja vaakajännityksistä aiheutuvat venymät jakautuvat kuvien 6.4:6a ja b mukaisesti, koska jännitysten ja venymien suhde on vakio eli 40 000 MPa. Jakolaskun helpottamiseksi esitetään kuvassa 6.4:6a pystyjännityksistä aiheutuvat venymät ja kuvassa 6.4:6b vaakajännityksistä aiheutuvat venymät.



Kuva 6.4:6 Rummun (a) pysty- ja (b) vaakasuuntaiset venymät.

Kuvat 6.4:6a ja b eroavat kuvista 6.4:5a ja b siinä, että venymäkuvissa ei esiinny yläpuolista puosaa. Jos puosa esiintyisi kuvissa, maksimivenymät esiintyisivät myös puosassa, sillä puosan kimmomoduuli on vain 5 000 MPa verrattuna betonin 40 000

MPa. Venymäsuure on laaduton. Jos halutaan verrata kuvia 6.4:6a ja b kuviin 6.4:2 ja 6.4:3a ja b, kuvien 6.4:6a ja b venymien arvot täytyy kertoa luvulla  $10^6$ .



Kuva 6.4:7 Leikkausjännitysten aiheuttamat venymät.

Leikkausjännitysten ja -venymien yhteys saadaan myös Hooken lailla. Hooken laki on nyt muotoa (yhtälö 6.4:2):

$$\tau = G\gamma \Leftrightarrow \gamma = \frac{\tau}{G} \quad (6.4:2)$$

missä,

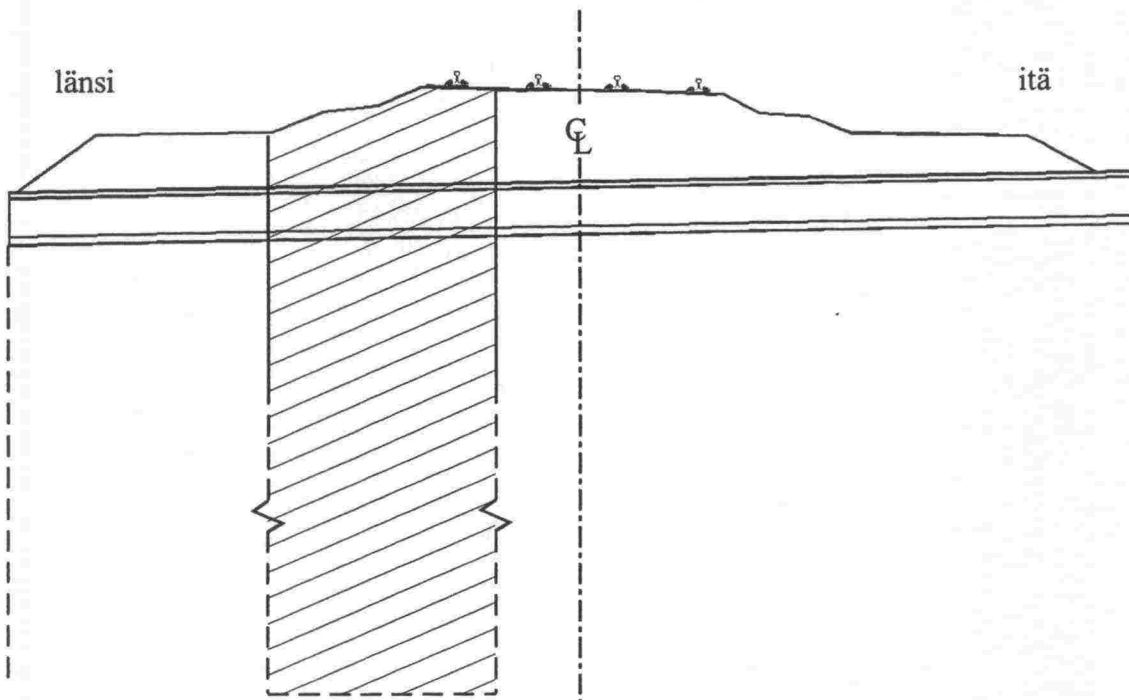
- |          |   |  |
|----------|---|--|
| $\tau$   | = | leikkausjännitys                                   |
| $G$      | = | leikkausmuodonmuutosmoduuli                        |
| $\gamma$ | = | leikkausjännityksestä aiheutuva venymä eli liukuma |

## 7 RATAPENKEREEN JA -RUMMUN YHTEISTOIMINNAN MALLINTAMINEN ELEMENTTIMENETELMÄLLÄ

### 7.1 Mallinnuskohteen yksinkertaistaminen ja elementtimallin muodostaminen

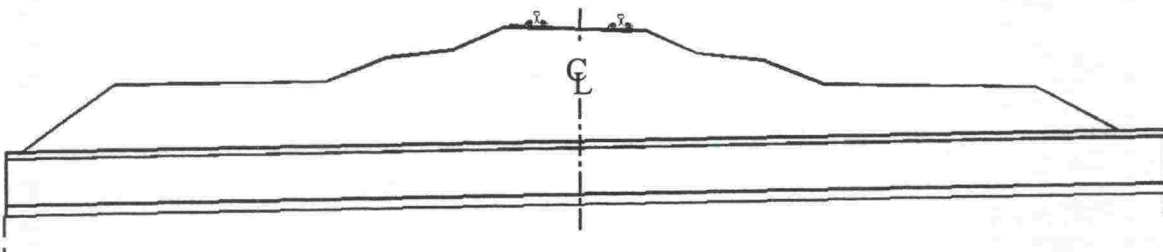
#### 7.1.1 Geometria ja elementtimallin reunaehdot

Elementtimallin luominen aloitettiin geometriasta. Koska Toijalan koekohteen penkereen muoto oli monimutkainen (kuva 7.1:1), sitä yksinkertaistettiin ennen diskretointia eli elementteihin jakoa. Kuvassa 7.1:1 taustalla esitetään Toijalan koekohteen poikkileikkaus. Viivoitettu alue kertoo elementtimallinnuksessa huomioitavan alueen.



Kuva 7.1:1 Toijalan koekohteen poikkileikkaus ja mallinnettu alue

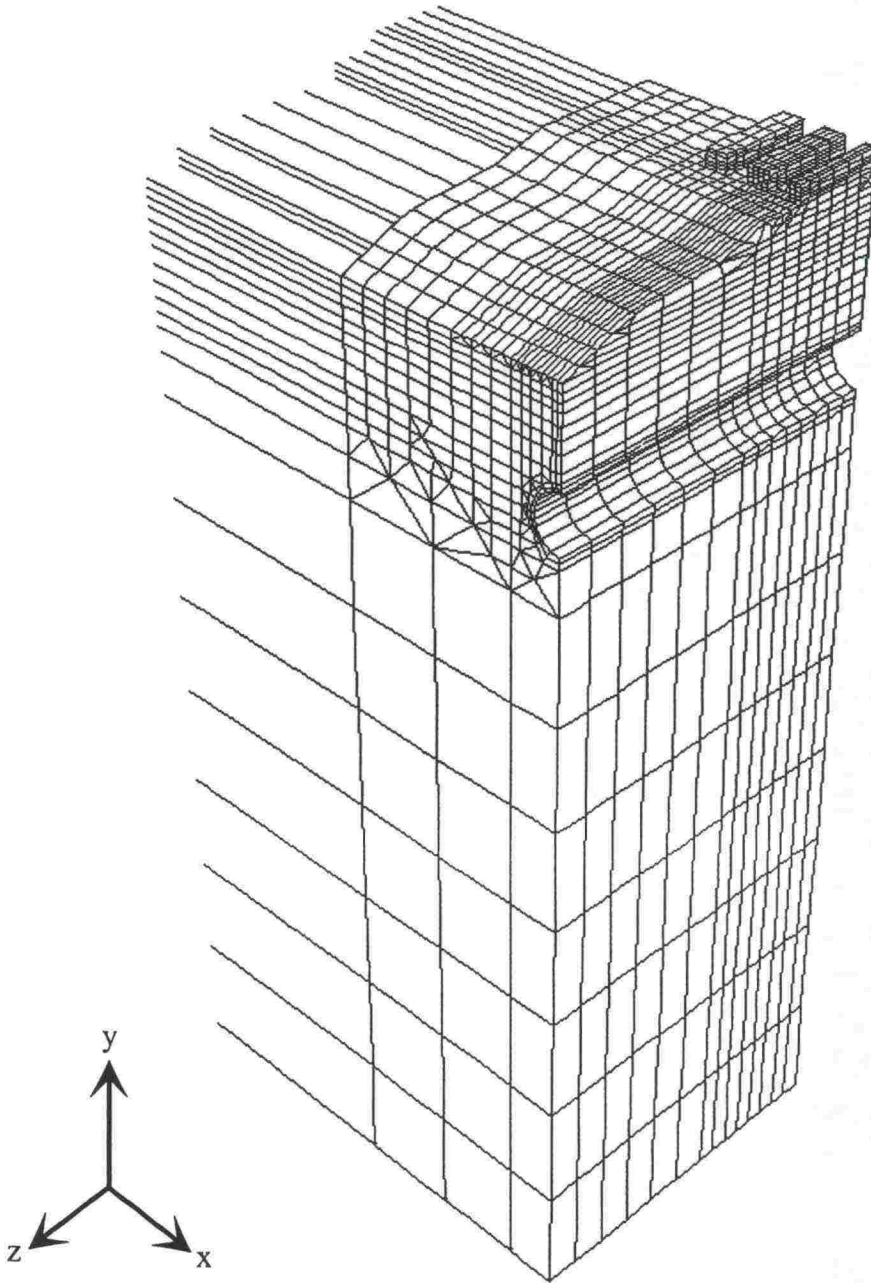
Suurin yksinkertaistus elementtimallissa tuli siitä, että mallinnettua aluetta ei oltu jatkettu kuvan 7.1:1 symmetria-akselille saakka. Mallinnettaessa ainoastaan kuvan viivoitettu alue mallinnettiin itse asiassa pengeri, jossa on vain yksi raide (kuva 7.1:2).



Kuva 7.1:2 Mallinnusta vastaava todellinen rata



Mallinnuksessa tukikerros oli yksinkertaistettu tasaiseksi. Tukikerroksen päällä oli kolme pölkkyä. Kahden koko oli  $300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 1300 \text{ mm}$  ja kahdesta suunnasta symmetria-akselilla leikatun pölkyn koko  $150 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 1300 \text{ mm}$ . Pölkkyjen välille ei oltu mallinnettu raidesepeliä. Mallissa ei oltu myöskään huomioitu palletta eikä jätkänpolun vieressä kulkevaa kaapelikourua. Rummun oletettiin sijaitsevan vaakasuorassa, eikä kuvien 7.1:1 ja 7.1:2 mukaisessa kaltevuudessa. Penkereen pituussuunnassa elementtimallin symmetria-akseli kulki rummun katon ja pohjan kautta (kuvat 6.3:1a ja b). Penger oletettiin pituussuunnassa suoraksi. Kontinuumi penger huomioitiin elementtimallissa niin sanotuilla äärettömillä eli infinite-elementeillä. Kuvassa 7.1:3 esitetään geometrialtaan yksinkertaistettu Toijalan koekohteen elementtimalli.

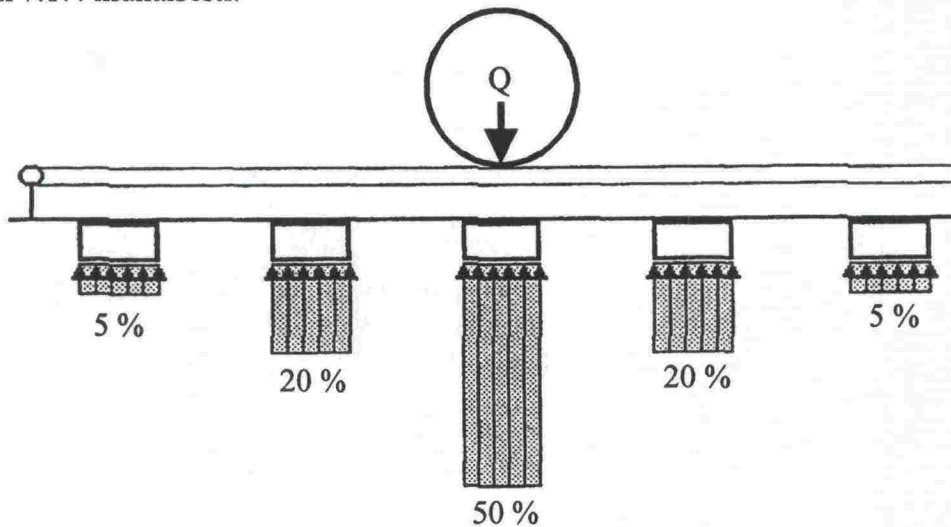


*Kuva 7.1:3 Geometrialtaan yksinkertaistettu elementtimalli Toijalan koekohteesta.*

Kuvan 7.1:3 pohja on jäykästi kiinnitetty eli se ei pääse liikkumaan mihinkään koordinaatiston suuntaan. Kiertymiä kuvassa 7.1:3 esiintyvillä elementeillä ei ole. Rummun pituussuuntaisella symmetria-akselilla malli on kiinnitetty x-suunnassa. Penkereen pituussuuntaisilla reunoilla malli on kiinnitetty x ja z-suunnissa. Kuvassa 7.1:3 x-suunnassa esiintyvät pitkät elementit eli infinite-elementit eivät tarvitse kiinnitystä paitsi pohjan osalta, jossa oletetaan täysin jäykkä kiinnitys.

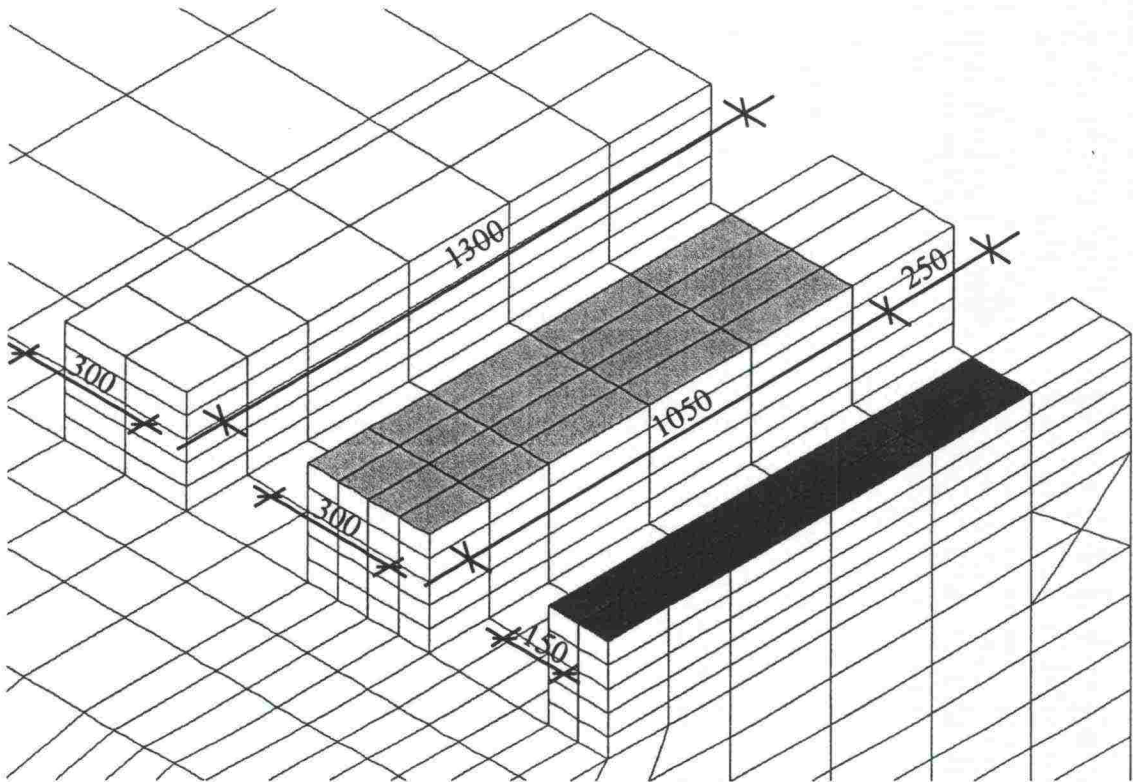
### 7.1.2 Kuormitus

Ratapenkereessä olevalle rumpuputkelle tulee kuormituksia lähinnä radan päällysrakenteen ja penkereen omasta painosta sekä kiskoja pitkin liikkuvasta kalustosta. Liikkuva kalusto aiheuttaa kuormitusta radan vertikaalisuunnassa, kiskon pituussuunnassa ja horisontaalitasossa kiskon pituussuuntaan nähden kohtisuorassa suunnassa. Geoteknisessä mielessä tärkein kuormitussuunta on vertikaalisuunta (Selig & Waters 1994). Elementtimallissa pyöräkuorman otaksuttiin jakaantuvan radan pituussuunnassa kuvan 7.1:4 mukaisesti.



Kuva 7.1:4 Pyöräkuorman otaksuttu jakaantuminen radan pituussuunnassa Riessbergerin (1998) mukaan.

Itse elementtimalliin pyöräkuorma annettiin pölkkyyen vaikuttavana tasaisena paineena kuvan 7.1:5 mukaisesti. Pölkyt toimivat elementtimallissa lähinnä paineen välittäjinä tukikerrokselle



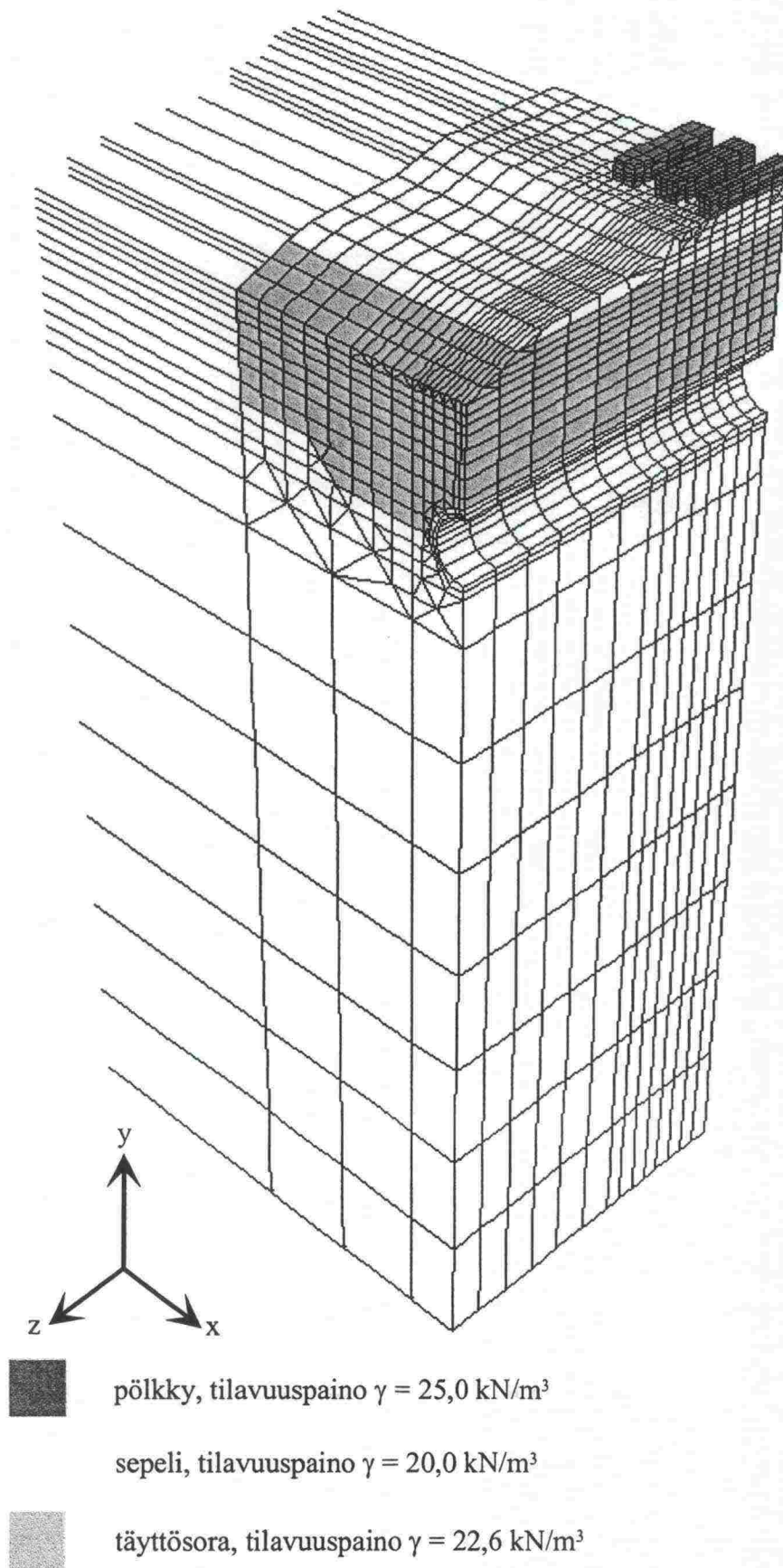
Pyöräkuorma jakautuu pölkyille radan pituussuunnassa:

- 50 %
- 20 %
- 5 %

*Kuva 7.1:5 Pyöräkuormasta ratapölkyille tulevan paineen jakautumisalue.*

Kuvassa 7.1:5 tummennetut alueet kuvaavat tasaisen kuorman jakautumisaluetta ja intensiteettiä pölkyn yläpinnassa. Radan päällysrakenteen ja penkereen omapaino mallinnettiin elementteihin vaikuttavana tilavuuspainona. Pölkkyjen tilavuuspainona käytettiin  $25 \text{ kN/m}^3$ . Tukikerroksessa olevan sepelin tilavuuspaino oli vastaavasti  $20,0 \text{ kN/m}^3$ . Penkereessä käytetyn täyttösoran tilavuuspaino oli  $22,6 \text{ kN/m}^3$ . Kuvan 7.1:3 infinitelementeille ei voi antaa tilavuuskuormia. Täyttösoralle annettiin tilavuuskuormia vain rummun puolivälin tasolle asti. Rummun puolivälin tasoa alempana olevat elementit eli kuvassa 7.1:6 valkoisella merkityt elementit eivät saaneet omasta painosta minkäänlaista kuormitusta. Kuvassa 7.1:6 näkyvälle routaeristelevylle ei myöskään annettu omasta painosta aiheutuvaa tilavuuskuormitusta keveytensä takia.





Kuva 7.1:6 Oman painon huomioonottaminen elementtien tilavuuskuormilla mallissa.

### 7.1.3 Maanpaine

Rumpuputkeen vaikuttaa pystysuorasta kuormasta johtuva vaakasuuntainen kuormitus, jonka tarkkaa suuruutta on vaikea määrittellä ratapenkereessä. Tätä vaaka- ja pystyjännityssuhdetta kuvataan vaakajännityssuhteella  $K$  (yhtälö 7.1:1).

$$K = \frac{\sigma_x}{\sigma_y} \quad (7.1:1)$$

missä,

$K$	=	vaakajännityssuhde
$\sigma_x$	=	normaalijännitys vaakasuunnassa
$\sigma_y$	=	normaalijännitys pystysuunnassa

Tiivistämättömässä staattisen kuormituksen alaisessa rummuttomassa penkereessä maanpaine voidaan olettaa jakautuvan yleisen kimmoteorian mukaisesti (yhtälö 7.1:2), kun vaakasuuntaiset venymät oletetaan nolleksiksi.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] = 0 \Rightarrow$$

$$\sigma_x = \nu(\sigma_y + \sigma_z) = \nu(\sigma_y + \sigma_x) \Rightarrow$$

$$(1 - \nu)\sigma_x = \nu\sigma_y \Leftrightarrow$$

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_y} = \frac{\nu}{1 - \nu} = K_0 \quad (7.1:2)$$

missä,

$\varepsilon_x$	=	vaakasuuntainen venymä
$E$	=	kimmomoduuli
$\nu$	=	Poissonin luku
$\sigma_x$	=	normaalijännitys vaakasuunnassa
$\sigma_y$	=	normaalijännitys pystysuunnassa
$\sigma_y$	=	normaalijännitys vaakasuunnassa
$K_0$	=	lepopainekerroin

Yhtälön 7.1:2 käyttöä haittaa maan Poissonin luvun määrittämisen epämääräisyys. Maamekaniikassa käytetäänkin lepopainekertoimelle likikaavaa eli yhtälöä 7.1:3:

$$K_0 = a - \sin \phi' \quad (7.1:3)$$

missä,

$K_0$	=	lepopainekerroin
$a$	=	1 kitkamaalle ja 0,95 koheesiomaalle (Geomekaniikka I)
$\phi'$	=	maan sisäinen tehokas kitkakulma

Tiivistämättömässä rummullisessa ratapenkereessä vaakajännityssuhde  $K$  ei ole lepopainekertoimen suuruinen rakentamisen aikana. Lepopainekerrointa pienentää maan liikkuminen rummun suuntaan täytön edistytessä rummun sivuilla. Jos maa liikkuisi tarpeeksi rummun suuntaan, vaakajännityssuhde saavuttaisi minimiarvonsa eli aktiivipainekertoimen (yhtälö 7.1:4).

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (7.1:4)$$

missä,

$$\begin{aligned} K_a &= \text{aktiivipainekerroin} \\ \phi' &= \text{maan sisäinen tehokas kitkakulma} \end{aligned}$$

Aktiivipaineen kehittymiseksi tarvittava rummun seinämän vaakasuuntainen siirtymä on löyhällä hiekalla  $0,002 \cdot \text{rummun ulkopuolinen korkeus}$ , johon aktiivipaine kohdistuu (Pohjarakennusohjeet 1988). Täytön valmistuttua rummun seinämä siirtyy maan omasta painosta ja junakuormasta horisontaalitasossa kohti maata (vrt. kuva 6.4:4b). Rummun seinämä yrittää työntää maata pois, jolloin maan ja seinämän välille syntyvää maanpainetta kutsutaan maksimissaan passiivipaineeksi (yhtälö 7.1:5).

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (7.1:5)$$

missä,

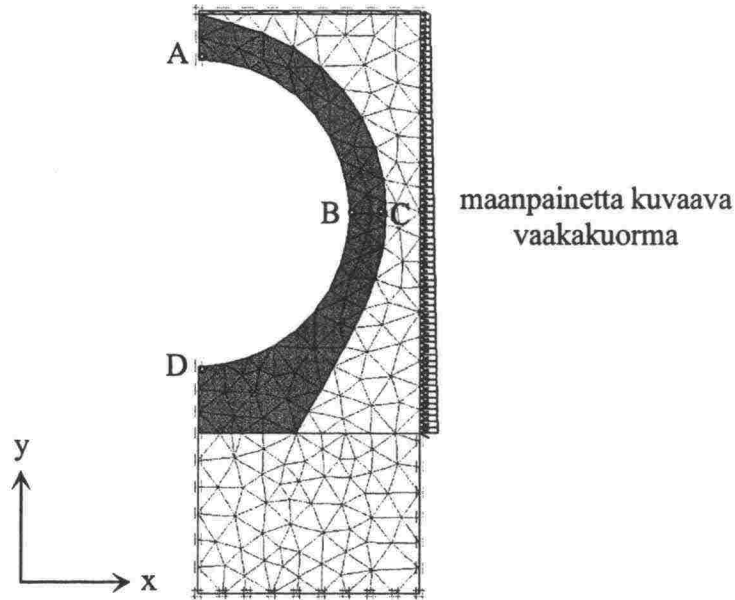
$$\begin{aligned} K_p &= \text{passiivipainekerroin} \\ \phi' &= \text{maan sisäinen tehokas kitkakulma} \end{aligned}$$

Passiivipaineen kehittymiseksi tarvittava rummun seinämän vaakasuuntainen siirtymä on löyhällä hiekalla  $0,006 \cdot \text{rummun ulkopuolinen korkeus}$ , johon passiivipaine kohdistuu (Pohjarakennusohjeet 1988). Passiivipaineen muodostumiseksi tapahtuvan seinän siirtymän mittaaminen aloitetaan lepopainetilanteesta. Ainoastaan jäykkyydeltään taipuisilla rumpuputkilla, kuten teräs ja muovi, rummun vaakasuuntainen liike pystyy mobilisoimaan täysimääräisesti aktiivi- ja passiivipaineen (Mäkelä & Kolisoja 2002).

Toijalan koekohteessa rummun ympärystäyttö tiivistettiin kerroksittain. Hyvin tiivistetyllä kerroksella on mitattu tierakenteissa jopa yli 1 olevia vaakajännityssuhteen arvoja (Uzan 1985). Toijalan koekohteessa voidaan olettaa tiivistyksen tapahtuneen Uzanin tarkoittamalla hyvin tiivistetyllä tavalla ainakin osassa täyttökerrosten yläosia. Kerrosten alaosissa vaakajännityssuhde  $K$  voidaan olettaa pienentyneen huonoiten tiivistetyissä kohdissa aina lepopainekertoimeen  $K_0$  asti. Tiivistetyn penkereen jännitykset voivat pysyä muuttumattomina, jos penkereeseen vaikuttaa vain staattisia kuormituksia. Ratapenkereeseen vaikuttaa toistokuormitus, joka yhdessä penkereen oman painon kanssa saa penkereen todennäköisesti jonkin verran leviämään ajan myötä Suomessa käytettävillä pengerleveyksillä. Koska penkereen leviämisessä syntyy plastisia muodonmuutoksia, on hyvinkin perusteltua olettaa, että rummun rakentamisvaiheessa olleet maassa vaikuttavat vaakajännitykset tulevat muuttumaan ajan myötä.



Koska maanpaineen suuruuden määrittäminen on ensinnäkin melko epämääräistä ja toisaalta kuvan 7.1:6 mukaisella oman painon kuormitustavalla mahdotonta, on maanpaineen osalta päädytty laskemaan likiarvo. Maanpaineesta rumpuun aiheutuvien jännitysten ja venymien määrittämiseen sovellettiin 2D FEM-ohjelmistoa nimeltä PLAXIS. Rummun sivustaa kuormitettiin oletetulla maanpaineella. Maanpaineen suuruus oli laskettu tunnetusta pystysuuntaisesta kuormituksesta erilaisilla vaakajännityssuhteen arvoilla. Kuvassa 7.1.7 esitetään elementtimalli rummun jännitysten ja venymien laskemiseksi tunnetulla maanpaineella.



Kuva 7.1:7 Maanpaineen aiheuttamien jännitysten ja venymien laskeminen rummussa.

Kuvaan 7.1:7 on piirretty elementtien lisäksi maanpainetta kuvaava viivakuorma ja mallin reunaehdot sekä tutkittavat pisteet A, B, C ja D. Tutkittavat pisteet ovat kolmioelementin integrointipisteitä, joissa jännitykset ja venymät lasketaan tarkasti. Kuvassa 7.1:8 esitetään 15-solmuisen kolmioelementin jännitys- ja solmupisteet.



Kuva 7.1:8 15-solmuisen kolmioelementin jännitys- ja solmupisteet (PLAXIS 7 -käyttöohjekirja).

Kuvasta 7.1:8 havaitaan jännityspisteiden olevan elementin sisällä eikä aivan reunalla. Kuvan 7.1:7 tutkittavat pisteet on valittu lähimpänä reunaa oleviksi jännityspisteiksi. Erot integroimis pisteissä ja elementin reunalla muotofunktioiden avulla extrapoloimalla lasketuissa jännityksissä ovat minimaaliset.

Maanpaineen kuormittaman rummun (kuva 7.1:7) jännityksiä voidaan kutsua myös esi-jännityksiksi, jotka pienentävät pystysuorasta kuormasta aiheutuvia itseisarvoltaan laskettujen rummun jännitysten arvoja. Taulukkoon 7.1:1 on koottu tutkittavien pisteiden jännitykset ja venymät erilaisilla maanpaineen laskenta-arvoilla eli eri peitesyvyyksillä ja vaakajännityssuhteen  $K$  arvoilla.

Taulukko 7.1:1 Rummun jännitykset ja venymät maanpaineesta pisteissä A, B, C ja D.

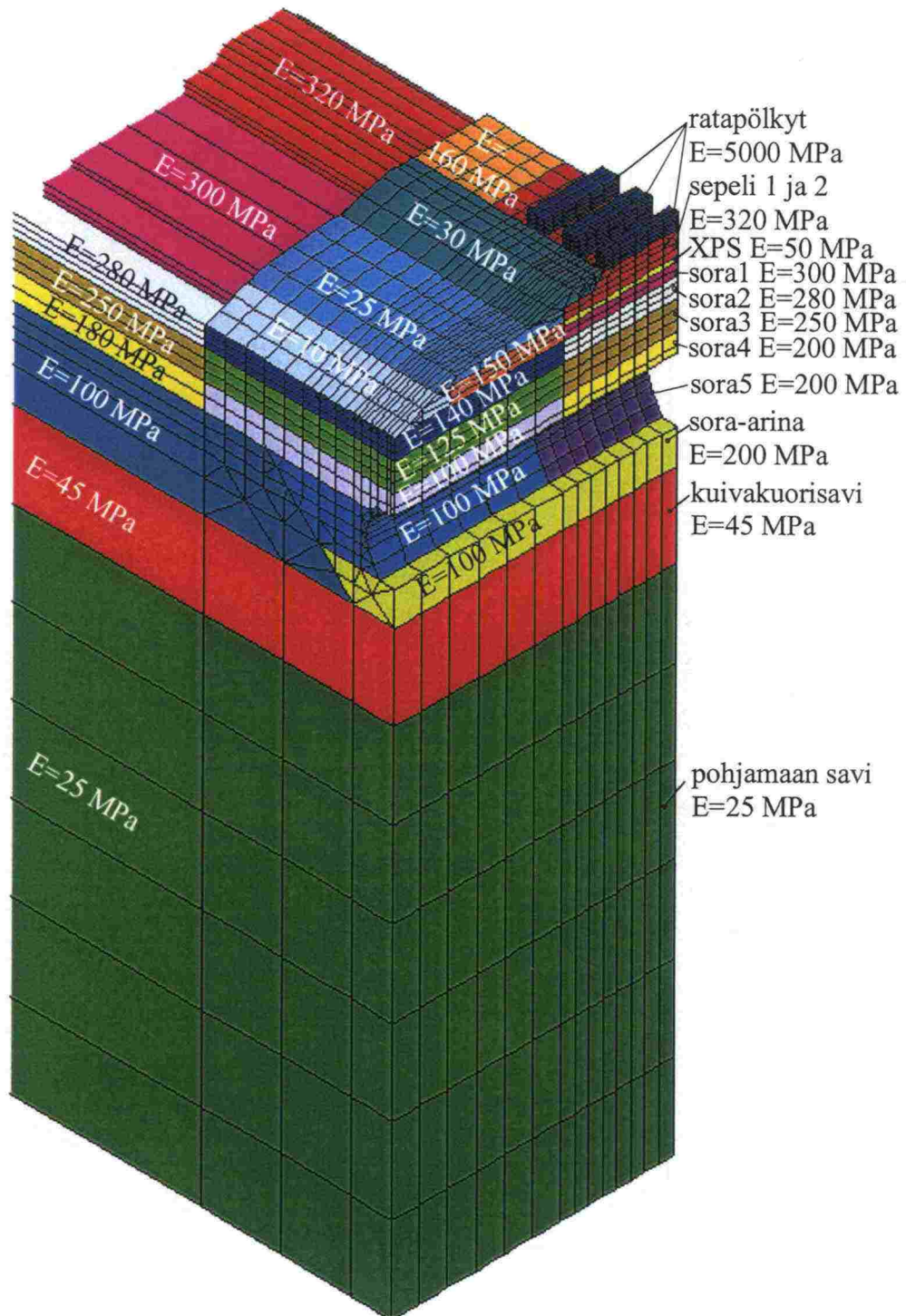
Piste A ( $\sigma_x, \epsilon_x$ )	Peitesyvyys									
	2,50 m		1,90 m		1,65 m		1,40 m		1,00 m	
	Jännitys [kPa]	Venymä [ $\mu$ strain]	Jännitys [kPa]	Venymä [ $\mu$ strain]	Jännitys [kPa]	Venymä [ $\mu$ strain]	Jännitys [kPa]	Venymä [ $\mu$ strain]	Jännitys [kPa]	Venymä [ $\mu$ strain]
$K = 0,357$	-347	-8,7	-266	-6,7	-232	-5,8	-198	-5,0	-143	-3,6
$K = 0,500$	-487	-12,2	-372	-9,3	-325	-8,1	-277	-6,9	-201	-5,0
$K = 1,000$	-973	-24,3	-745	-18,6	-649	-16,2	-554	-13,9	-402	-10,1
Piste B ( $\sigma_y, \epsilon_y$ )										
$K = 0,357$	289	7,2	229	5,7	204	5,1	179	4,5	138	3,5
$K = 0,500$	405	10,1	320	8,0	286	7,2	250	6,3	194	4,9
$K = 1,000$	811	20,3	641	16,0	571	14,3	500	12,5	387	9,7
Piste C ( $\sigma_y, \epsilon_y$ )										
$K = 0,357$	-271	-6,8	-214	-5,4	-190	-4,8	-167	-4,2	-129	-3,2
$K = 0,500$	-379	-9,5	-300	-7,5	-267	-6,7	-233	-5,8	-180	-4,5
$K = 1,000$	-759	-19,0	-599	-15,0	-533	-13,3	-467	-11,7	-360	-9,0
Piste D ( $\sigma_x, \epsilon_x$ )										
$K = 0,357$	-428	-10,7	-343	-8,6	-307	-7,7	-271	-6,8	-215	-5,4
$K = 0,500$	-600	-15,0	-480	-12,0	-430	-10,8	-380	-9,5	-300	-7,5
$K = 1,000$	-1200	-30,0	-960	-24,0	-860	-21,5	-761	-19,0	-601	-15,0

Taulukon 7.1:1 vaakajännityssuhde 0,357 vastaa  $K_0$  arvoa, kun yhtälön 7.1:3 tehokas kitkakulma on  $40^\circ$ .



#### 7.1.4 Kerrosrajat ja moduulit 206 kN (21 t) akselikuormalla

Kuvassa 7.1:9 esitetään Toijalan koekohteen rakennekerrokset ja pohjamaa ilman rata-rumpua 206 kN (21 t) ja 250 kN akselikuormaa vastaavilla resilient-moduulien arvoilla.



Kuva 7.1:9 Toijalan koekohteen mallinnuksessa käytetyt pölkyt ja maakerrokset sekä maakerrosten moduuliarvot 206 kN (21 t akselikuormalla).

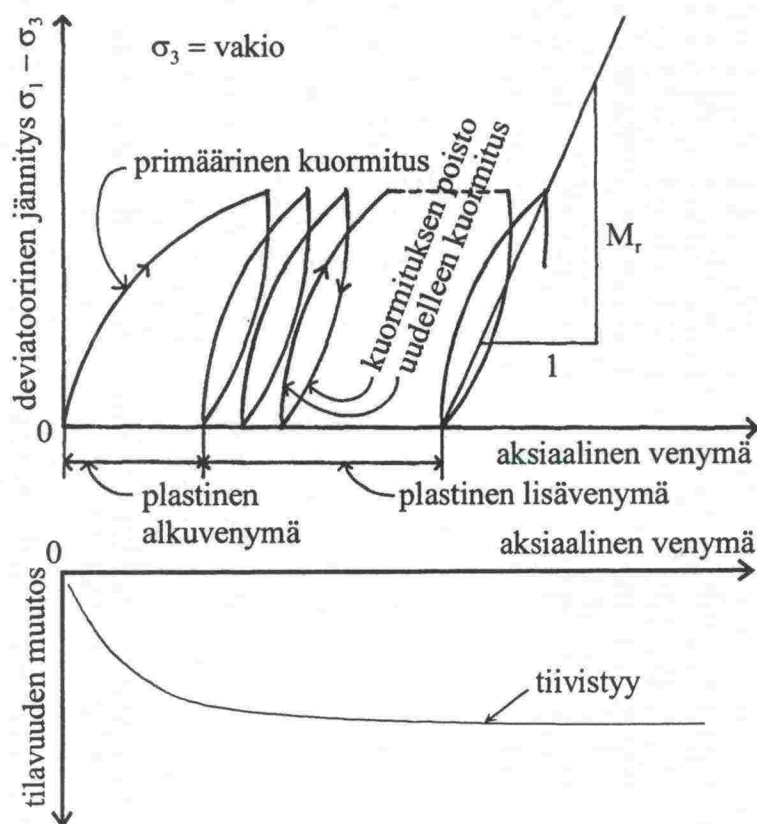
Muita kuin 206 kN (21 t) akselikuormaa vastaavat maan moduuliarvot on esitetty kuvassa 4.2:1. Betonin kimmomoduuli oletettiin jännityksestä riippumattomaksi.



## 7.2 Toistokuormitetun maan ja rummun kolmiulotteisen yhteistoiminnan mallintamisessa käytetyt materiaaalimallit ja elementtityypit

### 7.2.1 Resilient-käyttäytyminen

Rakeisten materiaalien käyttäytyminen toistokuormituksen alaisuudessa on epälineaarista. Ensimmäisen kuormituksen aikana venymät kasvavat nopeasti ja ovat vain osittain palautuvia kuormituksen poiston yhteydessä. Jokainen lisäsykli tuo lisää plastista eli palautumatonta venymää (kuva 7.2:1).



Kuva 7.2:1 Toistokuormitetun kolmiaksaalikoenäytteen jännitys-venymä-käyttäytymisen (Chang et. al. 1980 ja Selig & Waters 1994).

Plastisen venymäinkrementin suuruus pienenee syklien lukumäärän kasvaessa. Huippukuorman maksimivenymän ja kuorman palautuksen aikaista pysyvän venymän erotusta voidaan nimittää resilient-venymäksi. Resilient-moduuli saadaan tällöin jakamalla toistokuormituksen deviatorinen jännitys resilient-venymällä. Stabiloituneen syklin saavuttamiseen vaaditaan muutamia satoja toistokuormituskertoja, mutta vakio resilient-moduulin saavuttaminen vaatii muutamia tuhansia syklejä. (Selig & Waters 1994). Karkearakeisten materiaalien resilient-käyttäytymistä on enemmän tutkinut Kolisoja (1997) väitöskirjassaan *"Resilient Deformation Characteristics of Granular Material"*.

### 7.2.2 Maan ja rummun materiaaalimallit

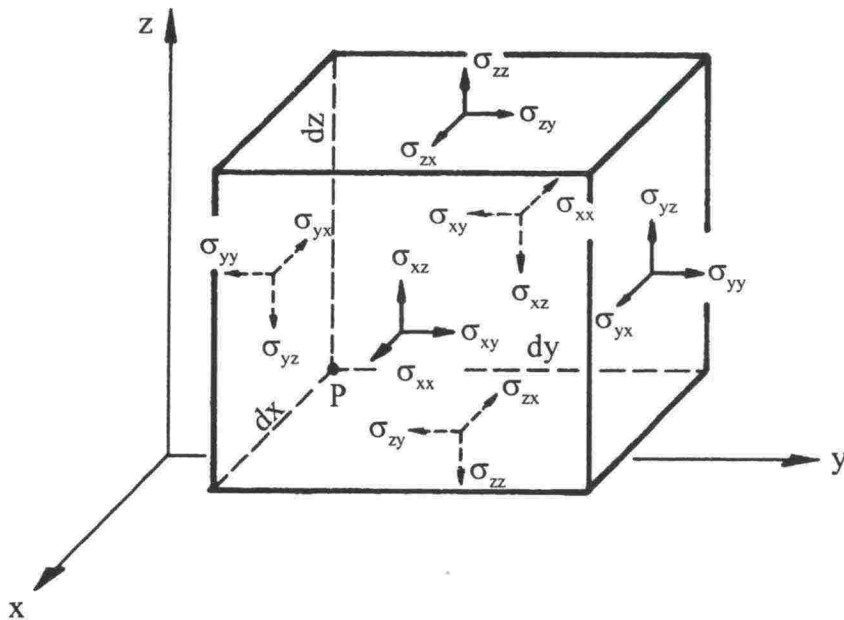
Maan ja rummun materiaaalimallina käytettiin lineaarisesti kimmoista materiaaalimallia. Yhtälö 5.4:30 saa kolmiulotteisessa avaruudessa tensoriaalisen muodon (yhtälöryhmä 7.2:1), kun maa ja rumpu oletetaan isotrooppiseksi.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E & -\nu/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & 1/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & -\nu/E & 1/E & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (7.2:1)$$

Yhtälöryhmässä 7.2:1 esiintyvät merkinnät ovat:

$$\begin{aligned} \sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz} &= \text{normaalijännitys (kuva 7.2:2)} \\ \sigma_{xy}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz} &= \text{leikkausjännitys (kuva 7.2:2)} \\ \varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz} &= \text{normaalijännitystä vastaava venymä} \\ \varepsilon_{xy}, \varepsilon_{xz}, \varepsilon_{yz} &= \text{leikkausjännitystä vastaava venymä} \\ E &= \text{kimmomoduuli} \\ G &= \text{Leikkausmoduuli} = \frac{E}{2(1+\nu)} \end{aligned}$$

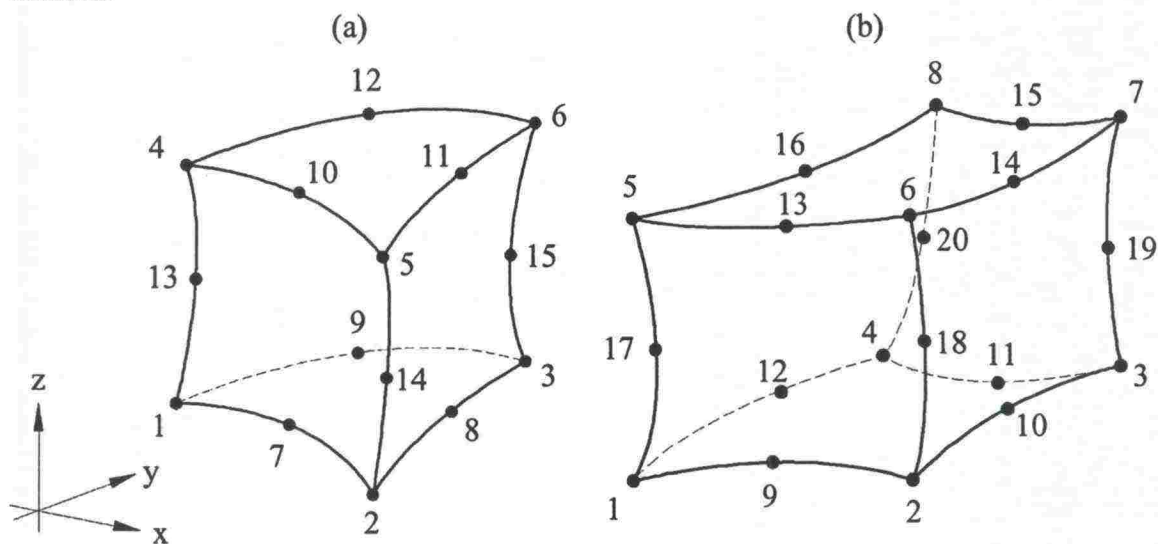
$$\nu = \text{Poissonin luku}$$



Kuva 7.2:2 Karteesisen jännityselementin jännityskomponenttien positiiviset suunnat.

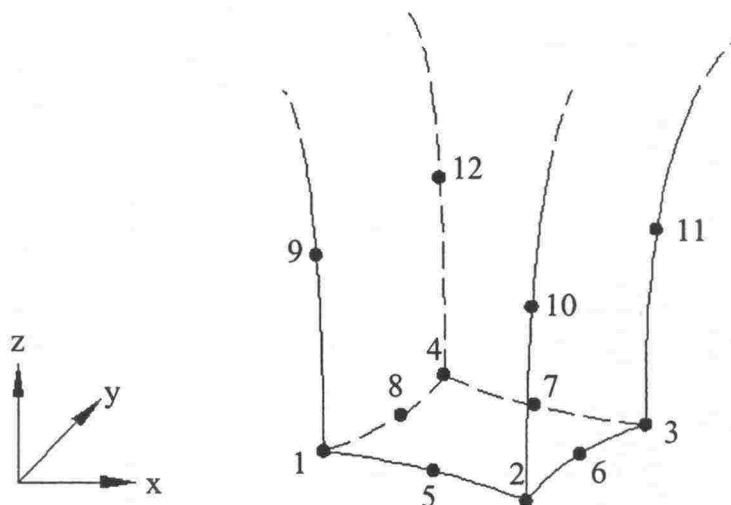
### 7.2.3 Elementtityypit ja kontaktipinnat

Rummun 3D-mallintamisessa käytettiin 20-solmuisia kuutioelementtejä (kuva 7.2:3a). Maan mallintamiseen käytettiin 20-solmuisten kuutioelementtien lisäksi 15-solmuisia kiila (wedge) -elementtejä (kuva 7.2:3b). Molemmat elementit ovat niin kutsuttuja parabolisia elementtejä, joiden jännitykset ja siirtymät lasketaan elementtien sisällä mielivaltaisessa pisteessä epälineaarisilla parabolisilla eli toista astetta olevilla muoto-funktioilla. Parabolisten elementtien käyttö mahdollistaa myös plastisoitumisen mallin-tamisen.



Kuva 7.2:3 (a) 15-solmuinen kiilaelementti ja (b) 20-solmuinen kuutioelementti solmu-numeroineen (ABAQUS 6.2 -käyttöohjekirja).

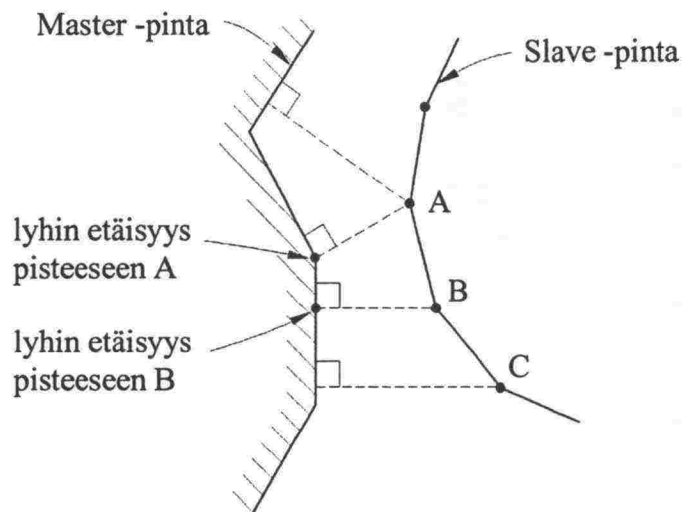
Kontinuumin maan mallintaminen vaati erityisiä äärettömiä eli infinite-elementtejä. Infinite-elementit toimivat mallin reunalla kimmoisasti luoden jatkuvuuden vaikutuksen äärellisessä mallissa. Kuvassa 7.2:4 esitetään Toijalan koekohteen mallissa käytetty infinite-elementtityyppi. Kuvan 7.2:4 infinite-elementti kiinnittyy solmuista 1–8 tila-vuuselementteihin.



Kuva 7.2:4 12-solmuinen infinite-elementti solmunumeroineen (ABAQUS 6.2 -käyttö-ohjekirja).

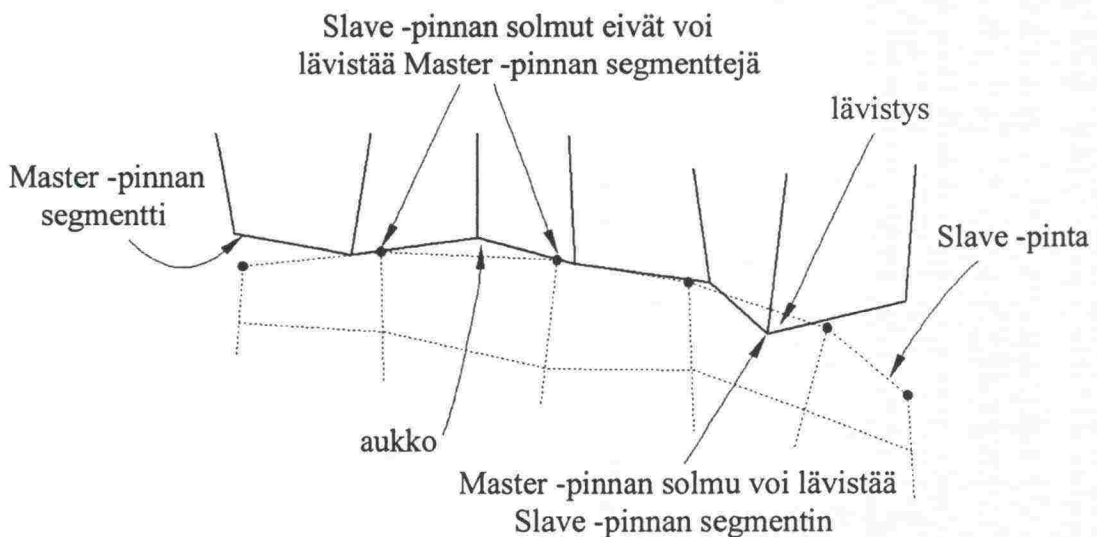


Maan ja rummun välinen kontakti oletetaan täydelliseksi, koska yhden kuormitusyksen aikana ei voida olettaa tapahtuvan liukumista maan ja rummun välisellä rajapinnalla. Rumpuelementtien päitten välisellä pinnalla tapahtuu puristuksen lisäksi liukumista ja eriytymistä. Yleensä elementtiohjelmistoissa tämän tapainen vuorovaikutus on mallinnettu interface-elementeilla. ABAQUS-ohjelmistossa pintojen välinen vuorovaikutus mallinnetaan kontaktipareilla, joilla voidaan ottaa huomioon edellä mainittujen asioiden lisäksi kitkaa ja pintojen kontaktin pehmenemistä. Kontaktipareissa pinnat jaetaan niin kutsuttuihin Master ja Slave -pintoihin. Pintojen vuorovaikutus toimii Master-pinnan pisteen ja Slave-pinnan solmun avulla, jotka ovat kohtisuorassa toisiaan nähden (kuva 7.2:5)



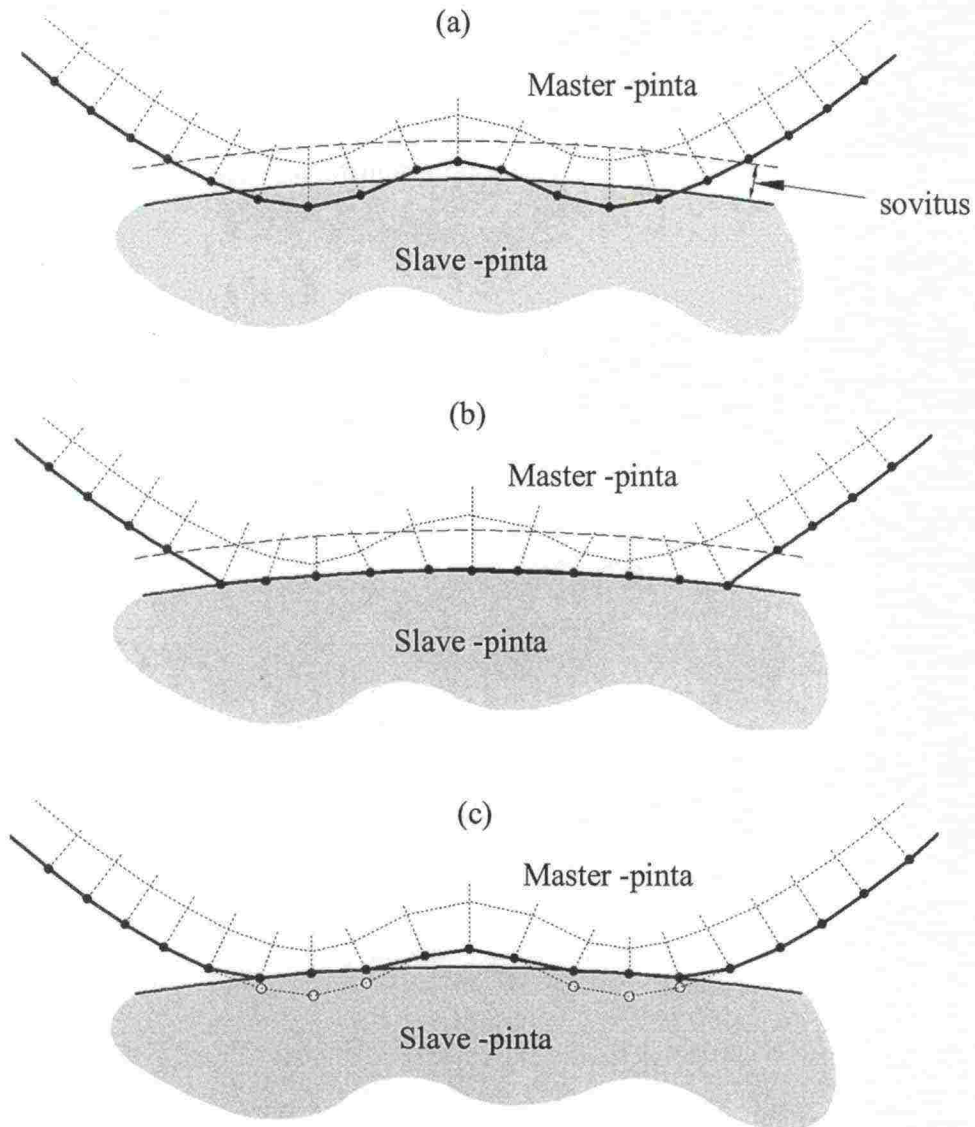
Kuva 7.2:5 Kontaktin ja vuorovaikutuksen diskretointi (ABAQUS 6.2 -käyttöohjekirja).

Master-pinta voi lävistää Slave-pinnan, mutta Slave-pinnan solmut eivät sitä vastoin voi lävistää Master-pintaa (kuva 7.2:6).



Kuva 7.2:6 Master ja Slave -pintojen käyttäytyminen lävistyksessä (ABAQUS 6.2 -käyttöohjekirja).

Koska todellisessa maailmassa kumpainenkaan rummun pää ei mene toisen sisälle betonin tasolla, Master ja Slave -pinnat sovitetaan reaali maailman kanssa alkuiteroinnin aikana (kuvat 7.2:7a ,b ja c).



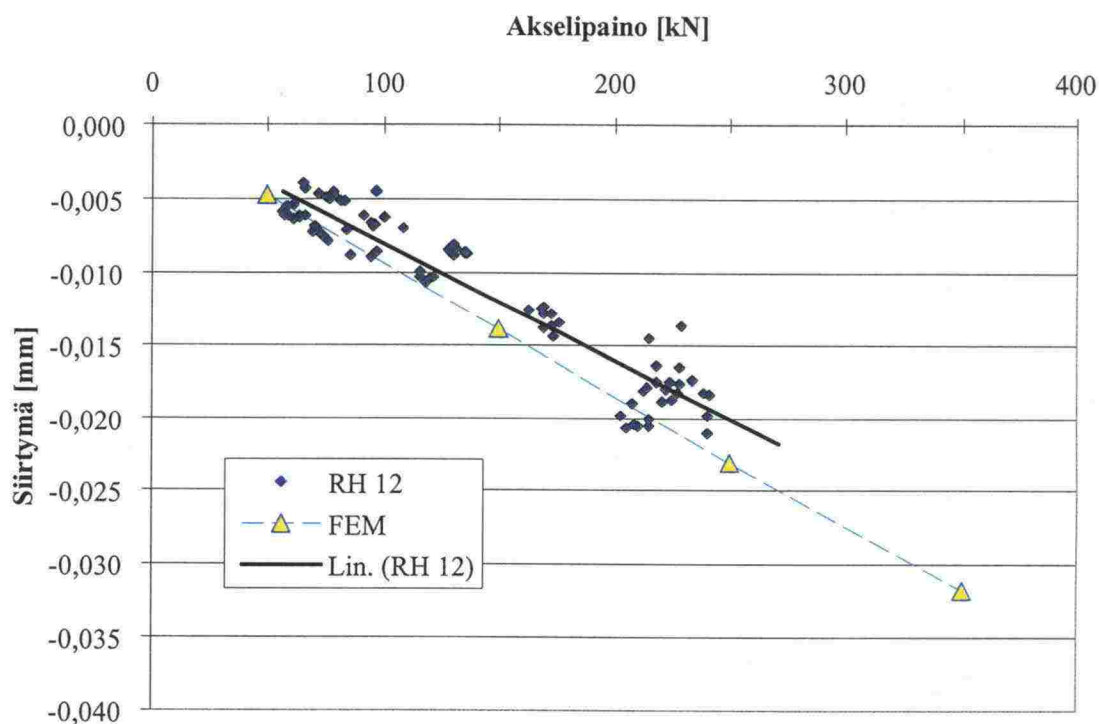
Kuva 7.2:7 Master ja Slave -pinnat (a) ennen sovituksia ja (b) (c) sovituksen jälkeen (ABAQUS 6.2 -käyttöohjekirja).

Kuvissa 7.2:7a ja b esiintyvä sovituksen jälkeinen pintojen sijainti voidaan määrätä erillisillä komennoilla. Toijalan koekohteen elementtimallissa käytettiin kuvan 7.2:7b mukaista sovituksia.

### 7.3 Laskentatulosten ja Toijalan koekohteesta saatujen mitattujen tulosten vertailu

#### 7.3.1 Ratarumpu

Toijalan koekohteesta saatiin in situ -mittaustuloksia niin raiteesta, rakennekerroksista kuin rummustakin. Pohjamaasta mitattiin ainoastaan lämpötiloja. Tärkeimmät mittaustulokset elementtilaskennan kannalta saatiin rummista. Kuvassa 7.3:1 esitetään rummun pystyhalkaisijan muutoksen mitatut ja elementtimenetelmällä lasketut arvot akselipainon funktiona.

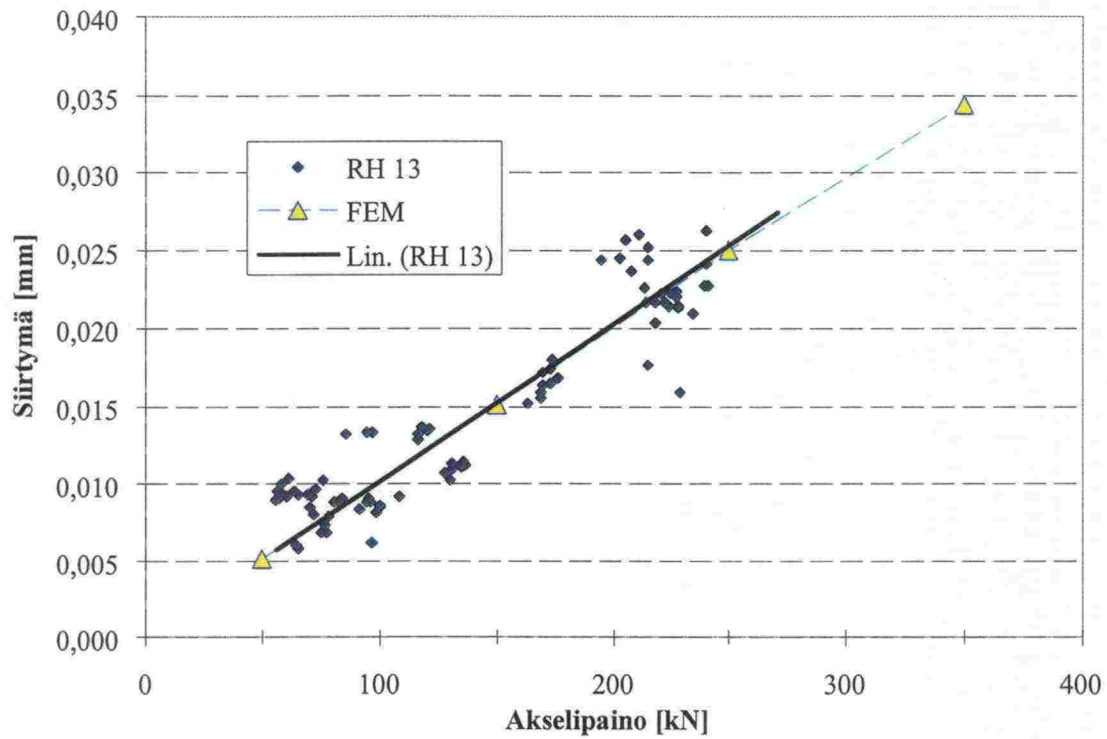


Kuva 7.3:1 Rummun pystyhalkaisijan muutos.

Kuvan 7.3:1 mitatut arvot on saatu mittauksista numero 44, 53, 59, 70 ja 72. Mitatut pisteet edustavat niin vaunuja kuin vetureitakin. Kuvaan on piirretty myös lineaarinen trendiviiva mittaustuloksista. Trendiviivan ja elementtimenetelmällä saatujen arvojen erotus tarkoittaa mitattujen ja laskettujen arvojen virhettä, jos rumpu käyttäytyy penkereessä eri akselipainoilla lineaarisen trendiviivan mukaisesti. Kuvan 7.3:1 perusteella näyttäisi siltä, että elementtimalli yliarvio rummun halkaisijan muutosta 15 %. Erotus on laskettu 250 kN akselipainolla. Toisaalta kuvasta 7.3:1 havaitaan myös, että osa mitatuista arvoista ylittää lasketut arvot. Suurimmat mitatut akselipainojen arvot ovat noin 250 kN. Laskennan suurin akselipaino on ollut 350 kN. Kuvassa 7.3:1 oletetaan, että maa käyttäytyy kimmoisasti 350 kN akselikuormaan asti. Koska ratapenkereen käyttäytyminen lineaarisen kimmoisasti yli 250 kN akselipainoilla ei ole varmaa, kuvan 7.3:1 laskentatulos on 250 kN akselikuormaa suuremmilla arvoilla vain suuntaa antava. Sama oletus toistuu kaikissa kuvissa, joissa esiintyy yli 250 kN suurempia akselikuormia laskennan lähtötietoina.



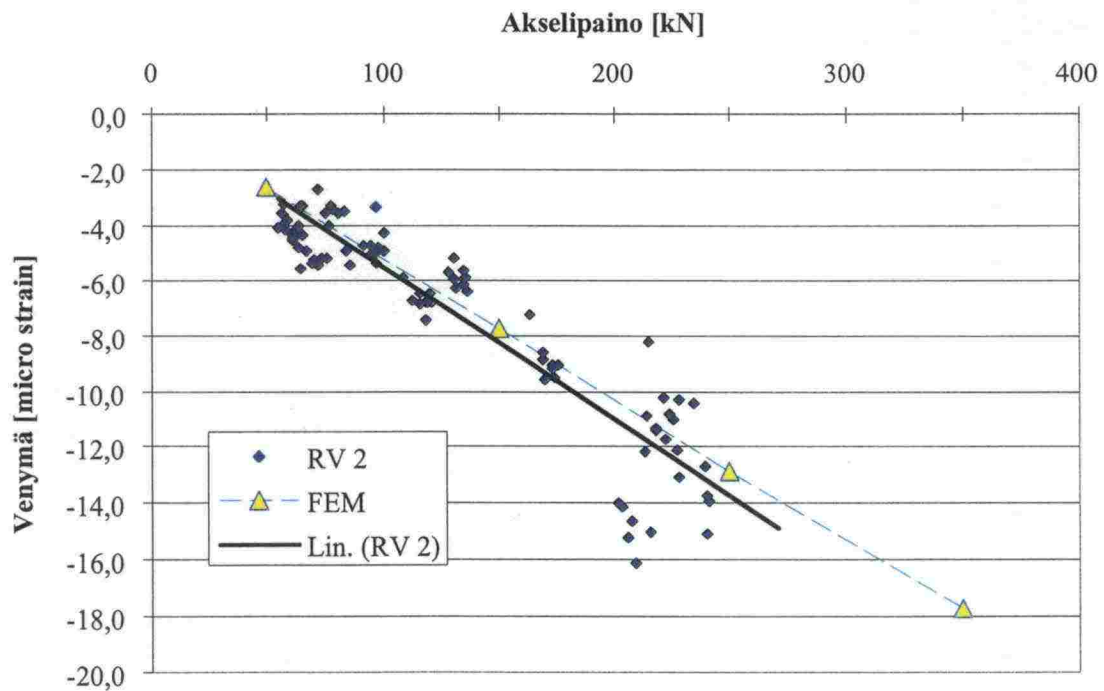
Kuvassa 7.3:2 esitetään rummun vaakahalkaisijan muutos akselipainon funktiona.



Kuva 7.3:2 Rummun vaakahalkaisijan muutos.

Rummun vaakahalkaisijan mitattujen arvojen lineaarisen trendiviivan ja elementtimenetelmällä laskettujen arvojen erotus kutistuu 250 kN akselipainon kohdalla 1 %:iin.

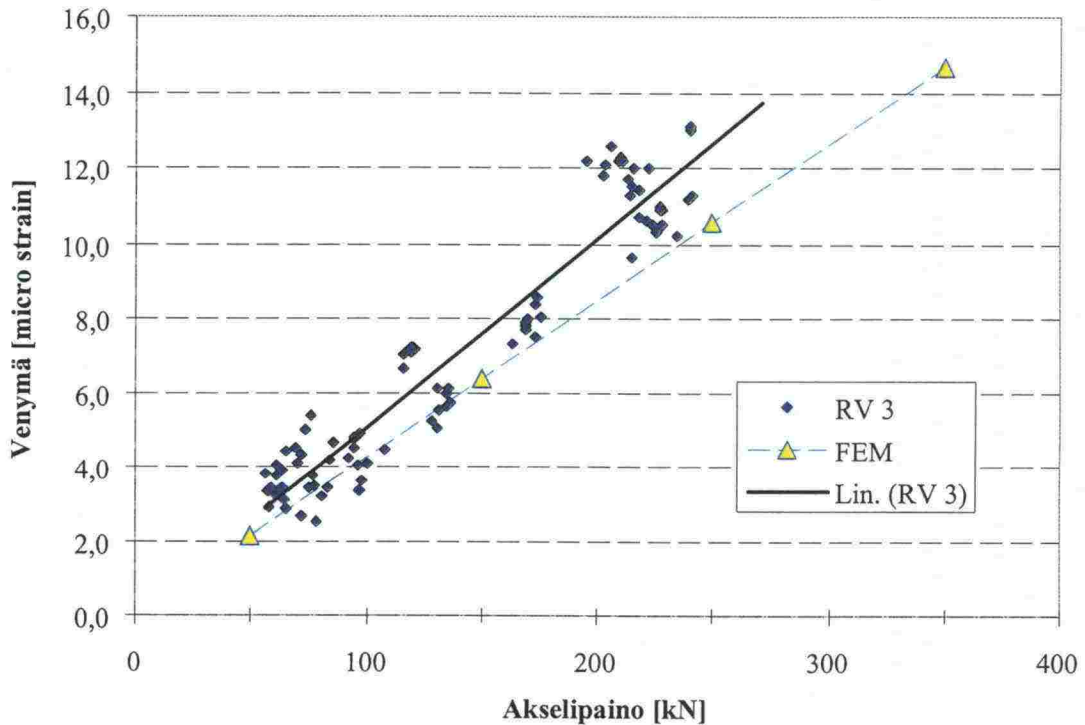
Rummun seinämän venymiä esitetään kuvassa 7.3:3.



Kuva 7.3:3 Rummun seinämän venymä.

Rummun seinämän venymien kohdalla elementtimalli näyttäisi hieman aliarvioivan mitattuja arvoja. 250 kN kohdalla mitatuista arvoista piirretyn lineaarisen trendiviivan ja lasketun tuloksen erotus on noin 7 %.

Rummun katon mitattuja ja laskettuja arvoja vertaillaan kuvassa 7.3:4.



Kuva 7.3:4 Rummun katon venymä.

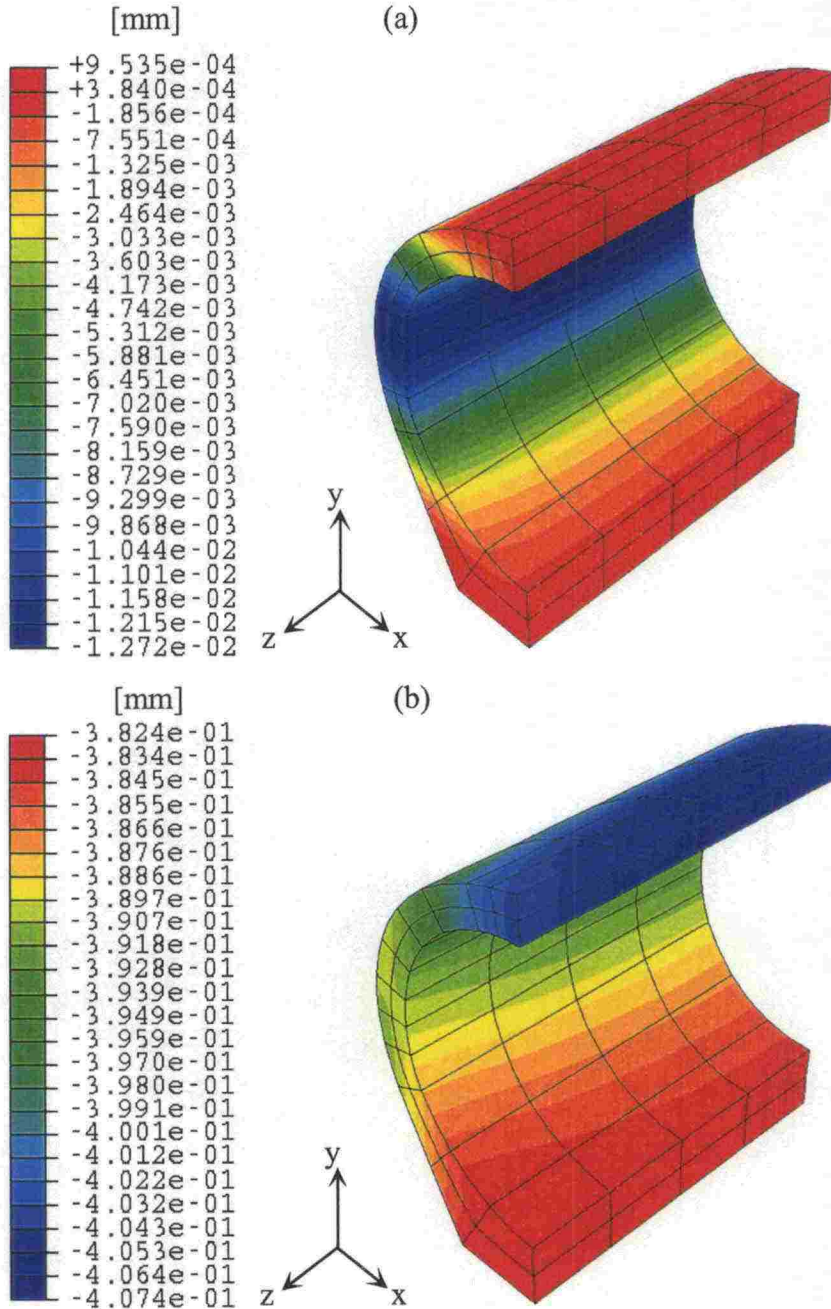
Katon lasketut venymät näyttäisivät jäävän selkeästi pienemmiksi kuin mitatut venymät. 250 kN akselipainon kohdalla lineaarisen trendiviivan ja laskettujen arvojen erotus on noin 17 %. Kuvasta 7.3:4 havaitaan myös se, että kaikki yli 150 kN akselipainolla mitatut arvot ovat suurempia kuin lasketut arvot. Kuvissa 7.3:1–7.3:3 lasketuista arvoista piirretty viiva jää aina suurimman ja pienimmän arvon väliin.

Suurin ero rummun mitattujen ja laskettujen arvojen välillä on rummun katon venymissä. Keskimäärin mallinnustulokset ovat mitattujen tulosten kaltaisia, sillä osa mallinnustuloksista yliarvioi ja osa aliarvioi mitattujen tulosten lineaarisella trendiviivalla laskettua keskiarvoa. Mitattujen tulosten hajonta on merkittävä kaikissa rummun mittausta käsittelevissä kuvissa. Esimerkiksi rummun seinämän venymää kuvaavassa kuvassa 7.3:3 hieman yli 200 kN akselipainolla suurimman ja pienimmän mitatun arvon ero on noin 50 %.

Rummusta mitattiin myös muun suuntaisia venymiä ja siirtymiä. Rummun pituus-suuntaisia venymiä ei esitetä tässä puutteellisen erottelutarkkuuden takia. Rumpu-elementtien saumojen yli tapahtunutta liikettä ei esitetä myöskään tässä, koska

elementtimalli oli liian karkea mallintamaan todellista rumpuelementtien välillä tapahtunutta liikettä.

Esimerkinomaisesti esitetään kiskon alapuolisesta rumpuelementistä saatuja laskettuja arvoja 250 kN akselipainolla. Kuvista 7.3:5a nähdään rummun vaakasuuntainen siirtymä ja kuvassa 7.3:5b rummun pystysuuntainen siirtymä.

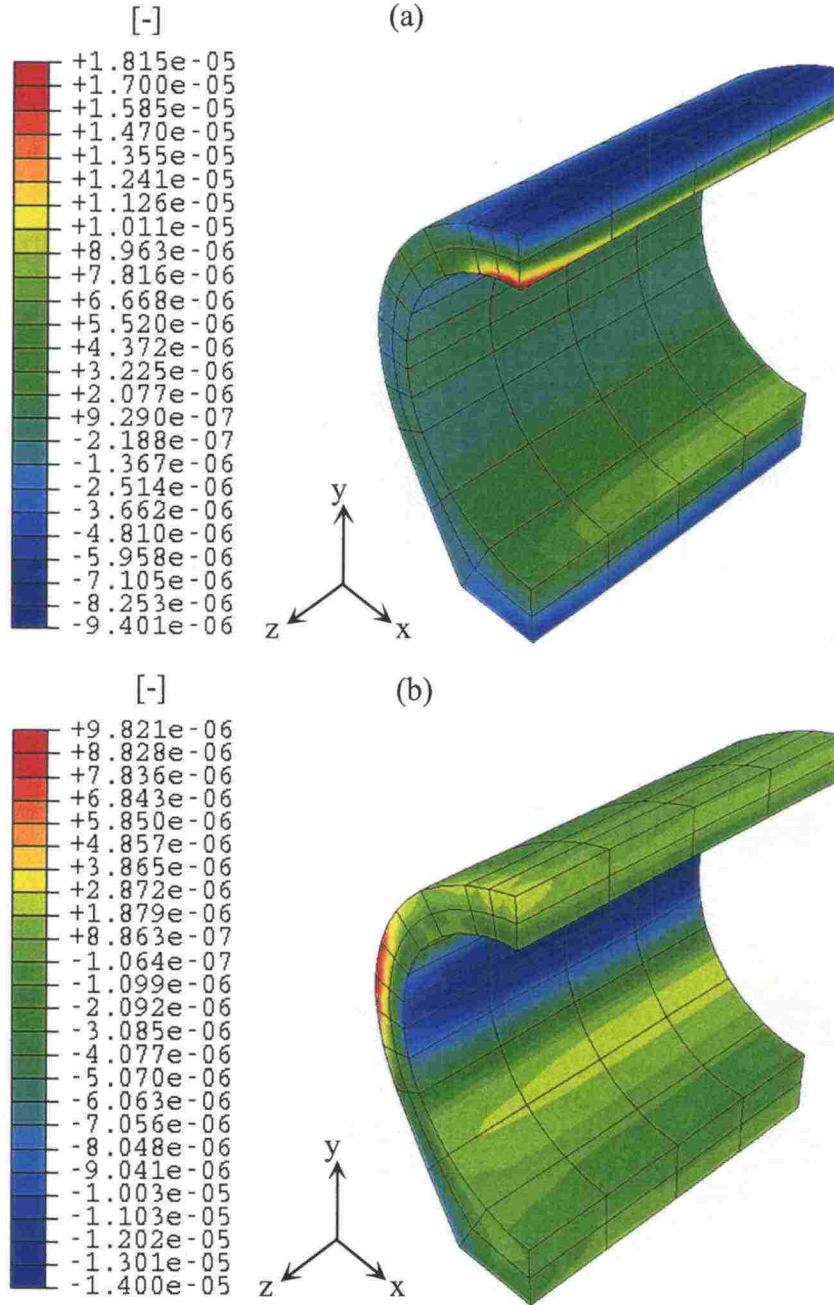


Kuva 7.3:5 Rummun (a) vaaka- ja (b) pystysuuntaisen siirtymät 250 kN akselipainolla.

Kuvasta 7.3:5a voidaan laskea vaakahalkaisijan muutos kertomalla kuvan siirtymät kahdella. Pystyhalkaisijan muutos saadaan kuvasta 7.3:5b vähentämällä pohjan siirtymät katon siirtymistä.



Rummun vaaka- ja pystysuuntaiset venymät 250 kN akselipainolla esitetään kuvissa 7.3:6a ja b.

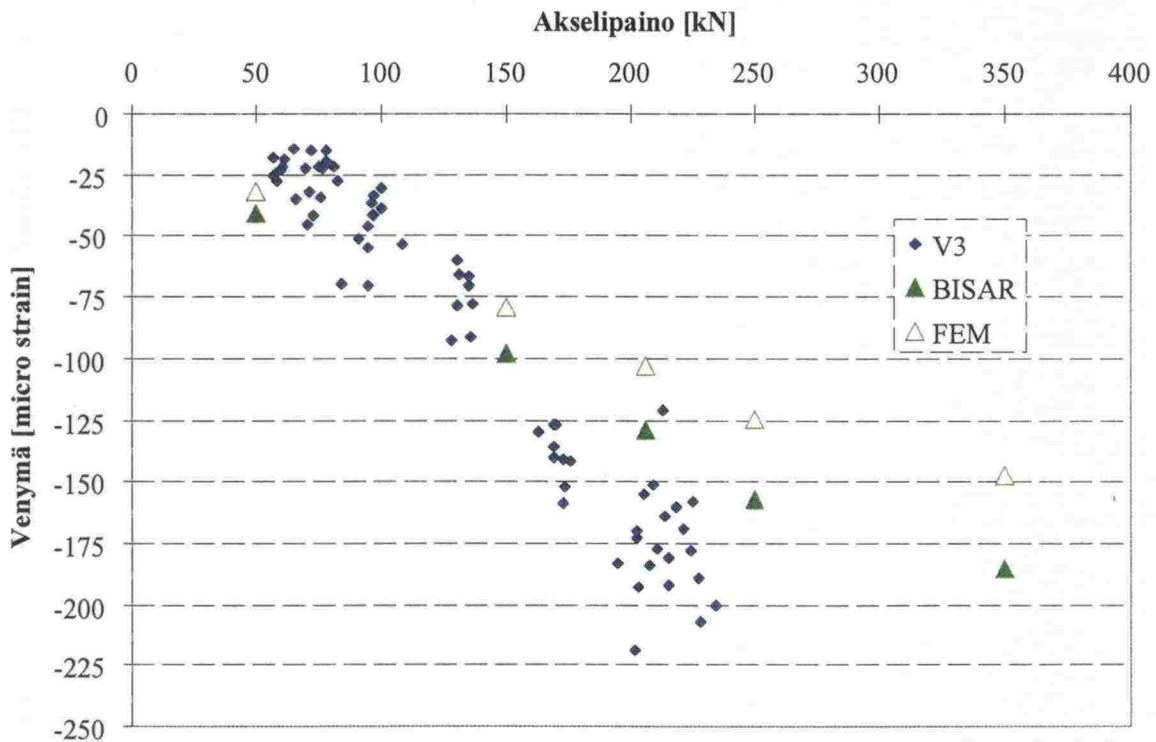


Kuva 7.3:6 Rummun (a) vaaka- ja (b) pystysuuntaiset venymät 250 kN akselipainolla.

Kuvissa 7.3:6a ja b esiintyvät venymät ovat suoraan luettavissa kuvien väriselitteistä. Kuvissa 7.3:3 ja 7.3:4 esiintyvät venymät ovat kuvien 7.3:6a ja b venymän arvoja kerrottuna luvulla  $10^{-6}$ .

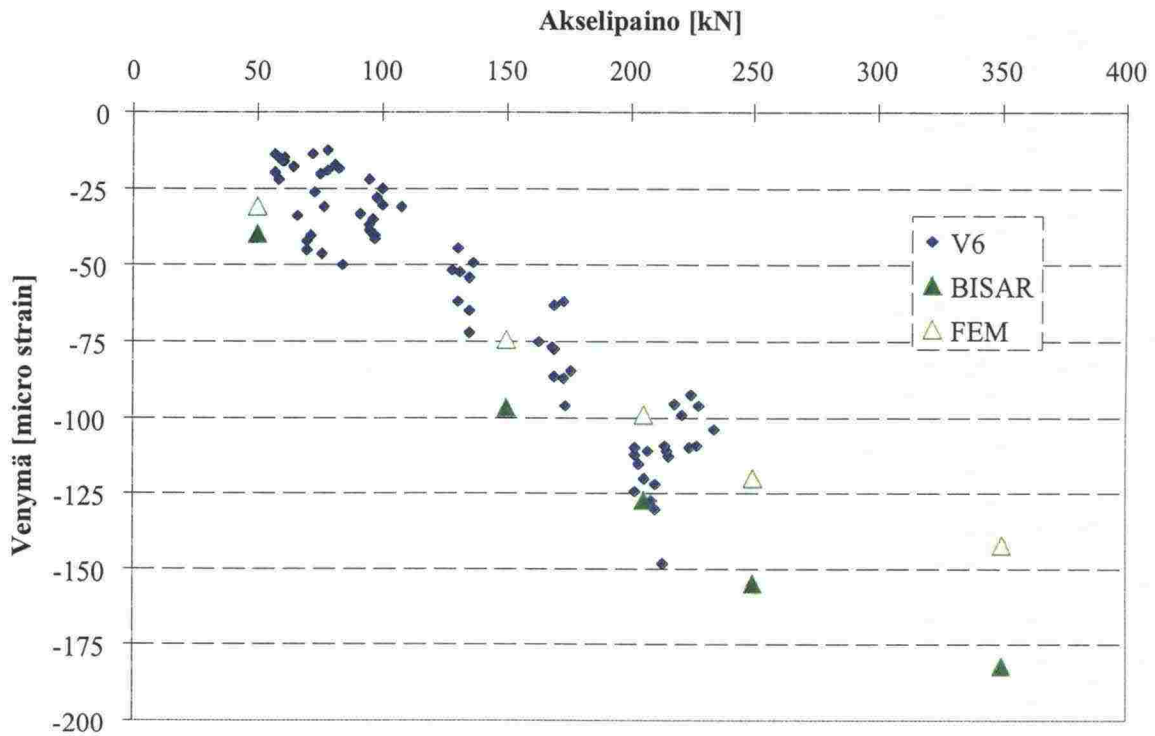
### 7.3.2 Penger

Penkereen pystysuuntaiset jännitykset ja venymät saatiin laskettua rummullisella penkereellä elementtimenetelmällä ja rummuttomalla penkereellä kerrosrakenneohjelmalla. Penkereen vaakasuuntaisia jännityksiä ja venymiä pyrittiin arvioimaan lähinnä elementtimenetelmällä. Kuvissa 7.3:7 esitetään Kv -1,1 m -tasoon asennetun pystysuuntaisen venymäanturin V3 mitatut sekä molemmilla laskentamenetelmillä saadut arvot akselipainon funktiona.



Kuva 7.3:7 Pystysuuntaisen maan venymäanturin V3 mitatut ja kerrosrakenneohjelmalla ja elementtimenetelmällä lasketut maan venymät.

Kuvan 7.3:7 mukaan lasketut arvot olisivat pienempiä kuin mitatut arvot yli 200 kN akselipainoilla. Pienemmillä akselipainojen arvoilla mitatut ja lasketut arvot näyttäisivät olevan saman suuruisia. Elementtimenetelmällä saadut tulokset ovat noin 20 % pienempiä kuin kerrosrakenneohjelmalla saadut tulokset. Kuvasta 7.3:7 voidaankin tehdä sellainen johtopäätös, että laskettujen tulosten ekstrapolointi lineaarisella materiaalmallilla on hyvin kyseenalaista suuremmilla kuin 300 kN akselipainoilla. Venymäanturi V3 sijaitsee itäisen kiskon alapuolella. Läntisen kiskon alapuolella Kv -1,1 m -tasolla sijaitsee vastaavasti venymäanturi V6, jonka mitattuja ja laskettuja arvoja esitetään kuvassa 7.3:8.

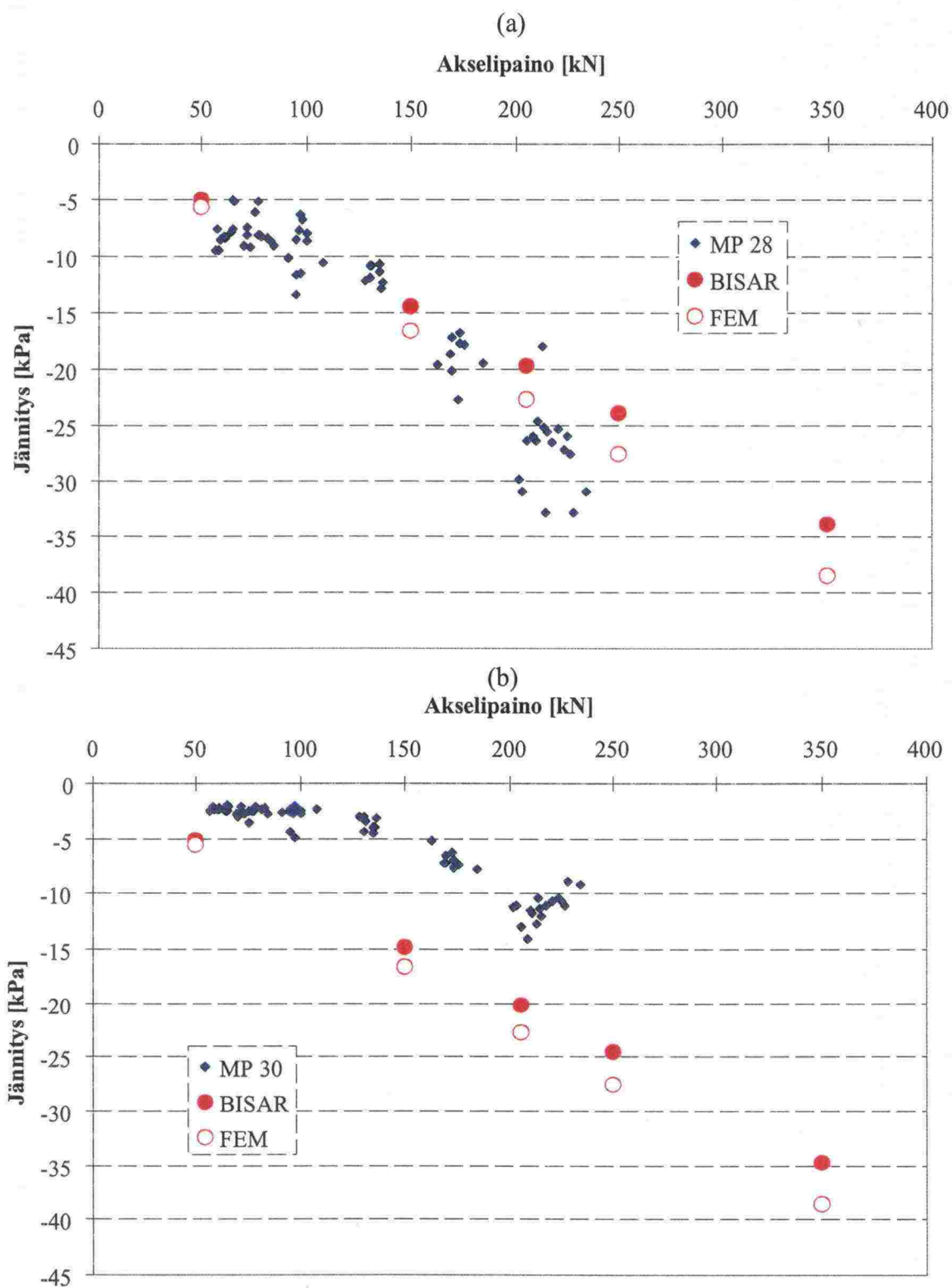


Kuva 7.3:8 Pystysuuntaisen maan venymäanturin V6 mitatut ja kerrosrakenneohjelmalla ja elementtimenetelmällä lasketut maan venymät.

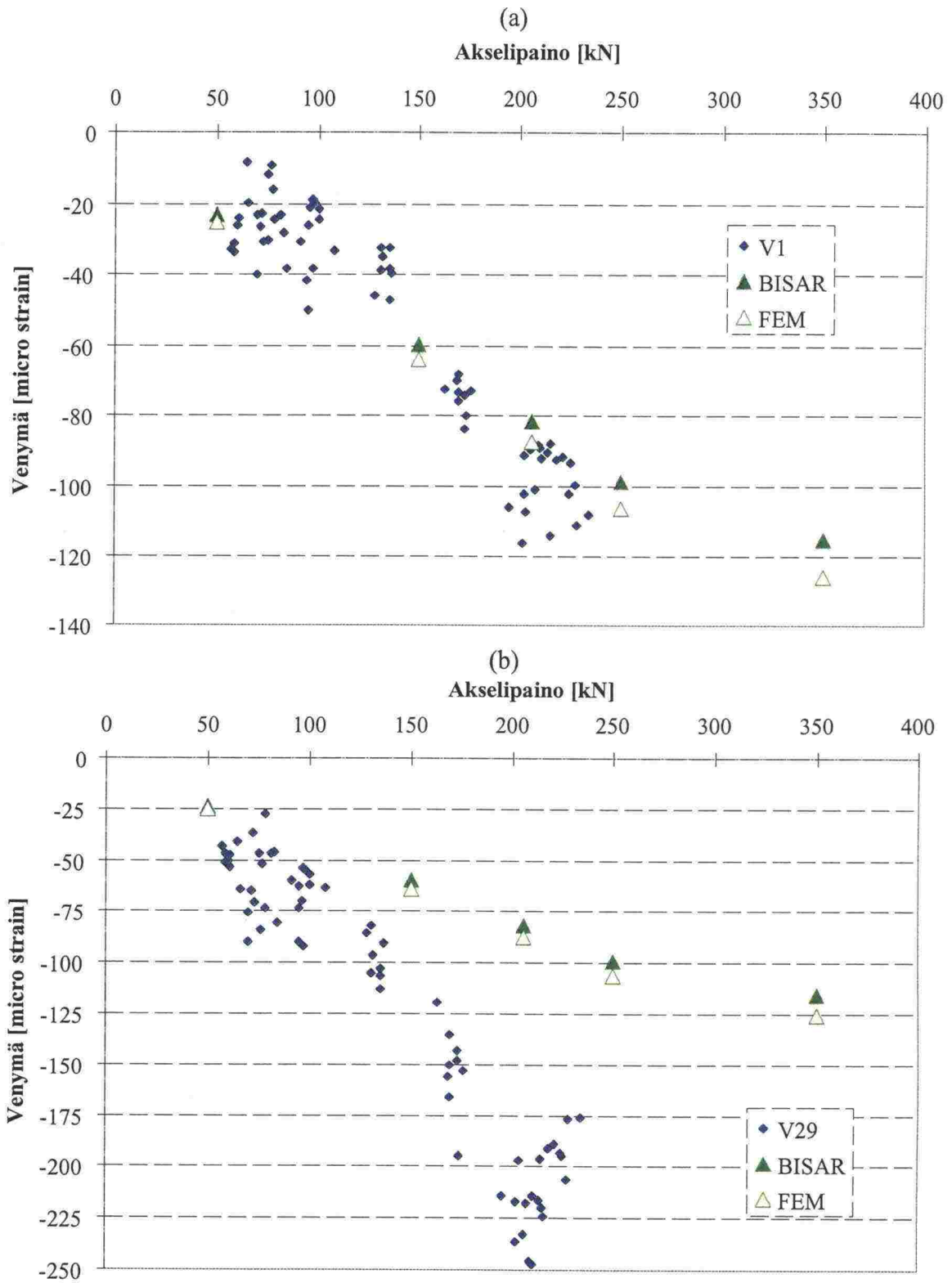
Läntisen kiskon alta mitatut maan pystysuuntaiset venymät tasolta Kv -1,1 m näyttäisivät kuvan 7.3:8 mukaan antavan elementtimenetelmällä laskettujen tulosten suuruisia tuloksia. Kerrosrakenneohjelmalla lasketut arvot hieman yliarvioivat mitattuja ja elementtilaskennasta saatuja arvoja.

Kv -1,7 m -tasolla olevilla antureilla mitattiin muun muassa maan pystysuuntaista maanpainetta ja venymää. Maanpaineanturit sijaitsevat maassa kiskojen alapuolella. Venymäanturit sijaitsevat myös maassa kiskojen alapuolella, mutta ei aivan kohtisuoraan alapuolella. (Mäkelä & Kolisoja 2001 s. 34). Kuvissa 7.3:9a ja b esitetään Kv -1,7 m -tasolla olevien maanpaineanturien MP 28 ja MP 30 mitattuja ja kerrosrakenneohjelmalla ja elementtimenetelmällä laskettuja arvoja. Kuvissa 7.3:10a ja b esitetään vastaavasti maan venymäantureilla V1 ja V29 mitattuja ja kerrosrakenneohjelmalla ja elementtimenetelmällä laskettuja arvoja.





Kuva 7.3:9 Kv -1,7 m -tasossa olevilla maanpaineantureilla (a) MP 28 ja (b) MP 30 mitattujen ja kerrosrakenneohjelmalla ja elementtimenetelmällä laskettujen arvojen vertailu.

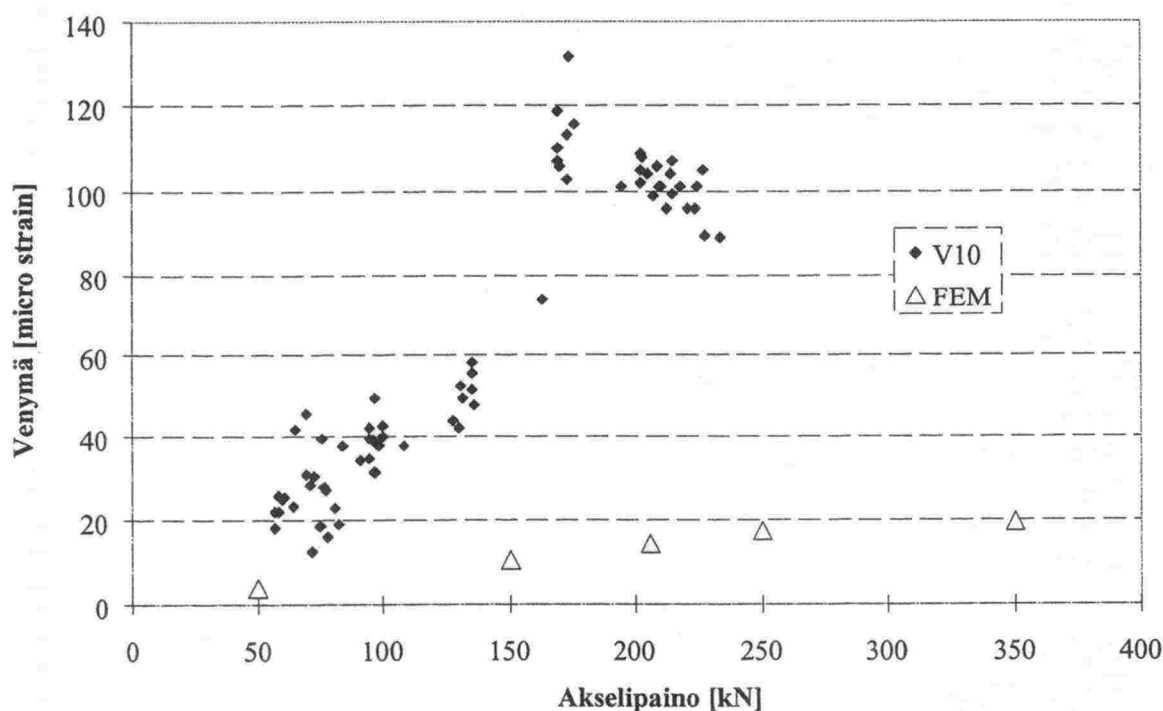


Kuva 7.3: 10 Kv -1,7 m -tasossa olevilla maan venymäantureilla (a) V 1 ja (b) V 29 mitattujen ja kerrosrakenneohjelmalla ja elementtimenetelmällä laskettujen arvojen vertailu.

Kuvassa 7.3:9a mitatut ja lasketut maanpaineiden arvot näyttävät olevan samansuuruisia. Elementtimenetelmällä saadut tulokset ovat hieman lähempänä mitattuja arvoja kuin kerrosrakenneohjelmalla lasketut arvot. Kuvassa 7.3:9b laskennalliset ja mitatut tulokset ovat kaukana toisistaan. Ero selittyy anturin MP 30 antamilla vääristyneillä tuloksilla. Tämä on selitettävissä sillä, että kuvien 7.3:9a ja b mitatut arvot ovat kaukana toisistaan, vaikka mittaustanturien MP 28 ja MP 30 korkeuspoikkeama on vain 2 cm (Mäkelä & Kolisoja 2001 s. 34).

Kuvassa 7.3:10a maan pystysuuntaisella venymäanturilla V1 mitattujen arvojen ja molemmilla laskentamenetelmillä laskettujen arvojen suuruus näyttäisi olevan samanlainen. Elementtimenetelmällä lasketut arvot ovat kuitenkin hieman lähempänä mitattuja arvoja kuin kerrosrakenneohjelmalla lasketut arvot. Kuvassa 7.3:10b lasketut arvot eivät yllä kuin puoleen väliin mitatuista arvoista. Anturin V29 tapauksessa on syytä epäillä instrumentoinnin onnistumista.

Kv -1,7 m -tasolle asennettiin pystysuunnassa tapahtuvia jännityksiä ja venymiä mittaavien instrumenttien lisäksi penkereen leviämistä mittaavia venymäantureita. Maassa tapahtuvien vaakasuuntaisten venymien laskeminen lineaarisesti kimmoisalla isotrooppisella mallilla on käytännössä mahdotonta, koska maa käyttäytyy todellisuudessa anisotrooppisesti. Kuvassa 7.3:11 esitetään venymäanturilla V10 mitattujen arvojen ja elementtimenetelmällä laskettujen arvojen vertailu.

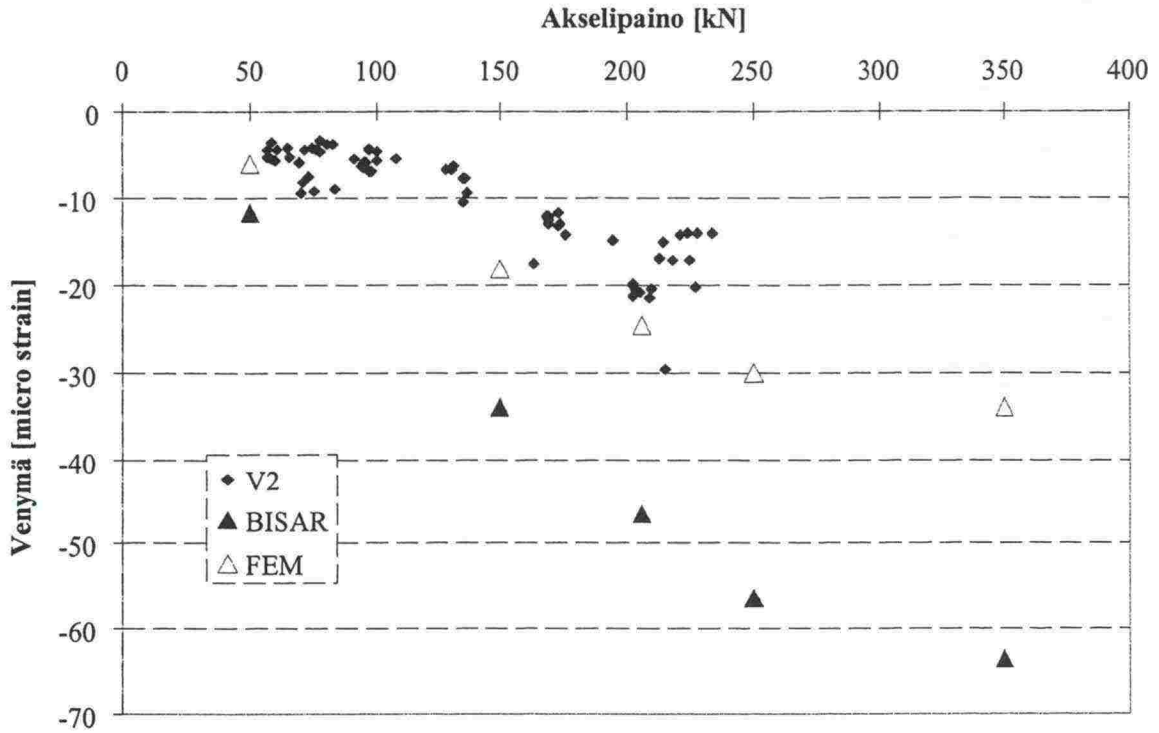


Kuva 7.3:11 Maan vaakasuuntaisten venymien mitattuja ja laskettuja arvoja.

Kuvasta 7.3:11 havaitaan, kuinka maan isotrooppinen malli on aivan liian jäykkä todelliseen anisotrooppiseen maahan nähden, jossa maan kimmomoduulien arvot ovat pienemmät maan vaaka- kuin pystysuunnassa.



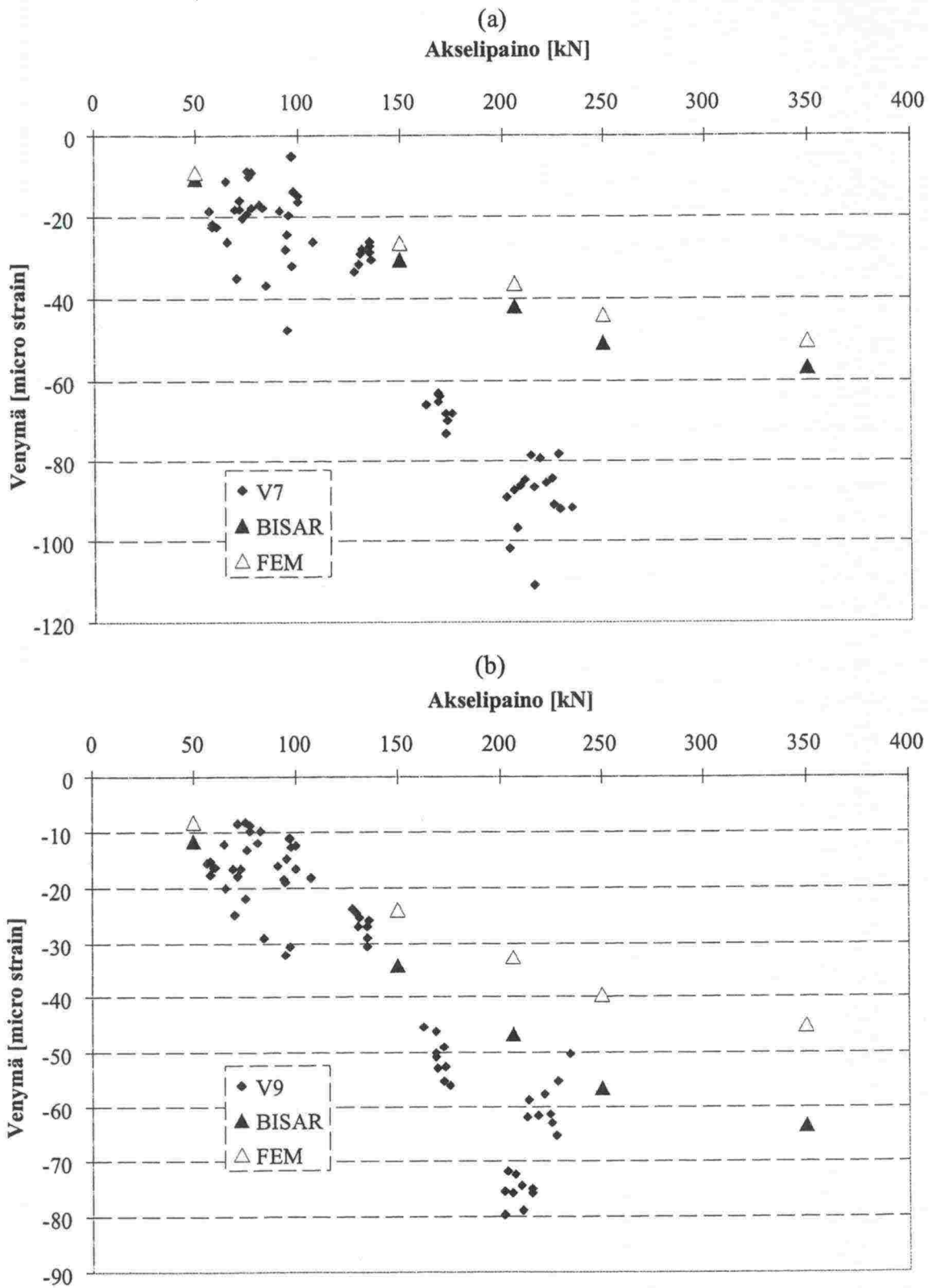
Rummun puolivälin tasolle ( $K_v -2,5$  m) asennetuista instrumenteista saatiin tarkimmat tulokset pystysuunnassa olevilla maan venymäantureilla. Laskennallisestikin pystysuunnan venymät olivat mitattujen kaltaisia. Kuvassa 7.3:12 esitetään rummun eteläpuolella olevan venymäanturin V2 mitattuja ja kerrosrakenneohjelmalla ja elementtimenetelmällä laskettuja arvoja.



Kuva 7.3:12 Maan pystysuuntaisia mitattuja ja laskettuja venymiä  $K_v -2,5$  -tasolla.

Kuvasta 7.3:12 havaitaan, kuinka elementtimenetelmällä lasketut maan pystysuuntaiset venymäarvot ovat lähellä mitattuja arvoja. Kerrosrakenneohjelma yliarvioi maan venymiä rummun vieressä. Ainakin osittainen syy tähän löytyy siitä, että kerrosrakenneohjelma ei huomio lainkaan ratarumpua.

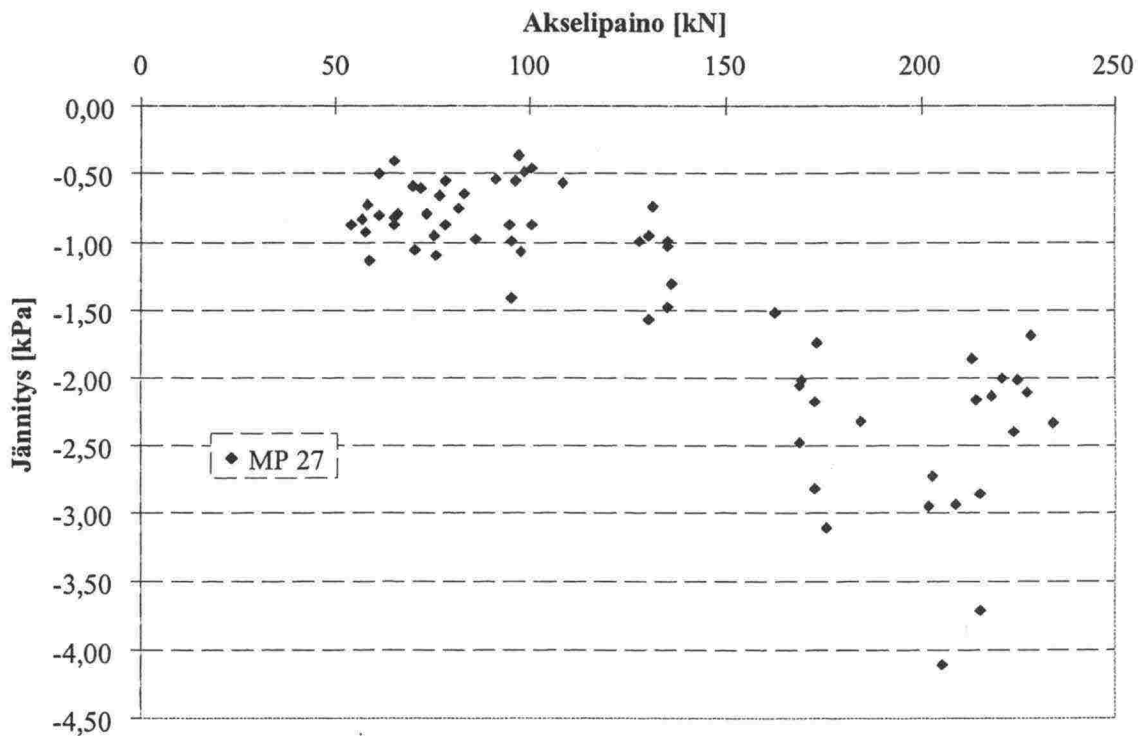
Rummun pohjoispuolella  $K_v -2,5$  m -tasolla olevista pystysuoraa maan venymää mitaneista antureista V7 ja V9 saatiin kuvien 7.3:13a ja b mukaisia tuloksia. Kuvissa esitetään myös kerrosrakenneohjelmalla ja elementtimenetelmällä lasketut tulokset akselipainon funktiona.



Kuva 7.3:13 Kv -2,5 m -tasossa olevilla maan venymäantureilla (a) V 7 ja (b) V 9 mitattujen ja kerrosrakenneohjelmalla ja elementtimenetelmällä laskettujen arvojen vertailu.

Kuvissa 7.3:13a ja b kerrosrakenneohjelmalla lasketut venymät näyttävät olevan lähempänä mitattuja venymiä kuin elementtimenetelmällä lasketut venymät. Penger näyttäisi käyttäytyvän kuin siinä ei olisi rumpua lainkaan kuvien 7.3:13a ja b antureiden V7 ja V9 etäisyyksillä rummusta. Elementtimalli saattaa myös aliarvioida pystysuuntaisia venymiä rummun puolivälin tasolla.

Penkereen pituussuuntaan rumpuun nähden kohtisuoraan asennettiin niin maanpaine- kuin venymäantureitakin mittaamaan rummun sivuseinän liikkeestä tapahtuvia maanpaineita ja venymiä. Penkereen pituussuunnassa tapahtuvat jännitykset ja venymät ovat huomattavasti pienempiä kuin penkereen pystysuunnassa tapahtuvat jännitykset ja venymät. Tämä on havaittavissa mittaustuloksista, joissa mittaustulosten hajonta on myös suuri. Isotrooppinen lineaarisesti kimmoinen maan materiaaalimalli todettiin jo kuvan 7.3:11 yhteydessä sopivan huonosti penkereen vaakasuuntaisten jännitysten ja venymien kuvaamiseen. Suurimman ongelman muodostaa elementtimallin kyky vastaanottaa vetojännityksiä siinä missä puristusjännityksiäkin. Koska maa ja rumpu painuvat alaspäin junakuormasta, ne vetävät mukanaan penkereen yläosassa olevia elementtejä aiheuttaen vetojännityksiä maata kuvaaviin elementteihin. Näitä vetojännityksiä esiintyy vielä rummun puolivälin tasolla sillä vaakaetäisyydellä rummusta, jossa maanpaine- ja venymäanturit sijaitsevat. Tämän takia elementtimalli antaa maanpaineille ja venymille positiivisia arvoja mitattujen negatiivisten sijasta. Kuvassa 7.3:14 esitetään mitattuja vaakasuuntaisia maanpaineen arvoja rummun puolivälin (Kv -2,5 m) tasolta anturilla 27.

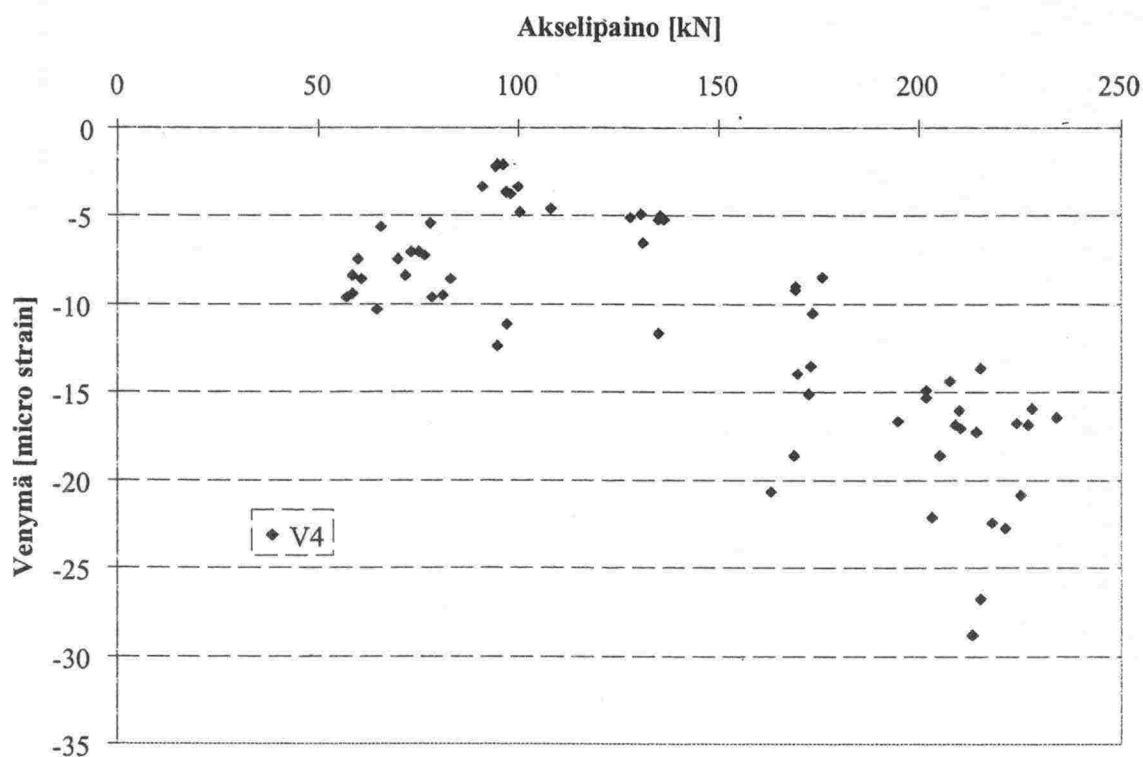


Kuva 7.3:14 Rummun puolivälin tasolta mitattuja penkereen suuntaisia maanpaineita.

Kuvasta 7.3:14 havaitaan mittausten suuri hajonta ja mitattujen jännitysten pienuus.



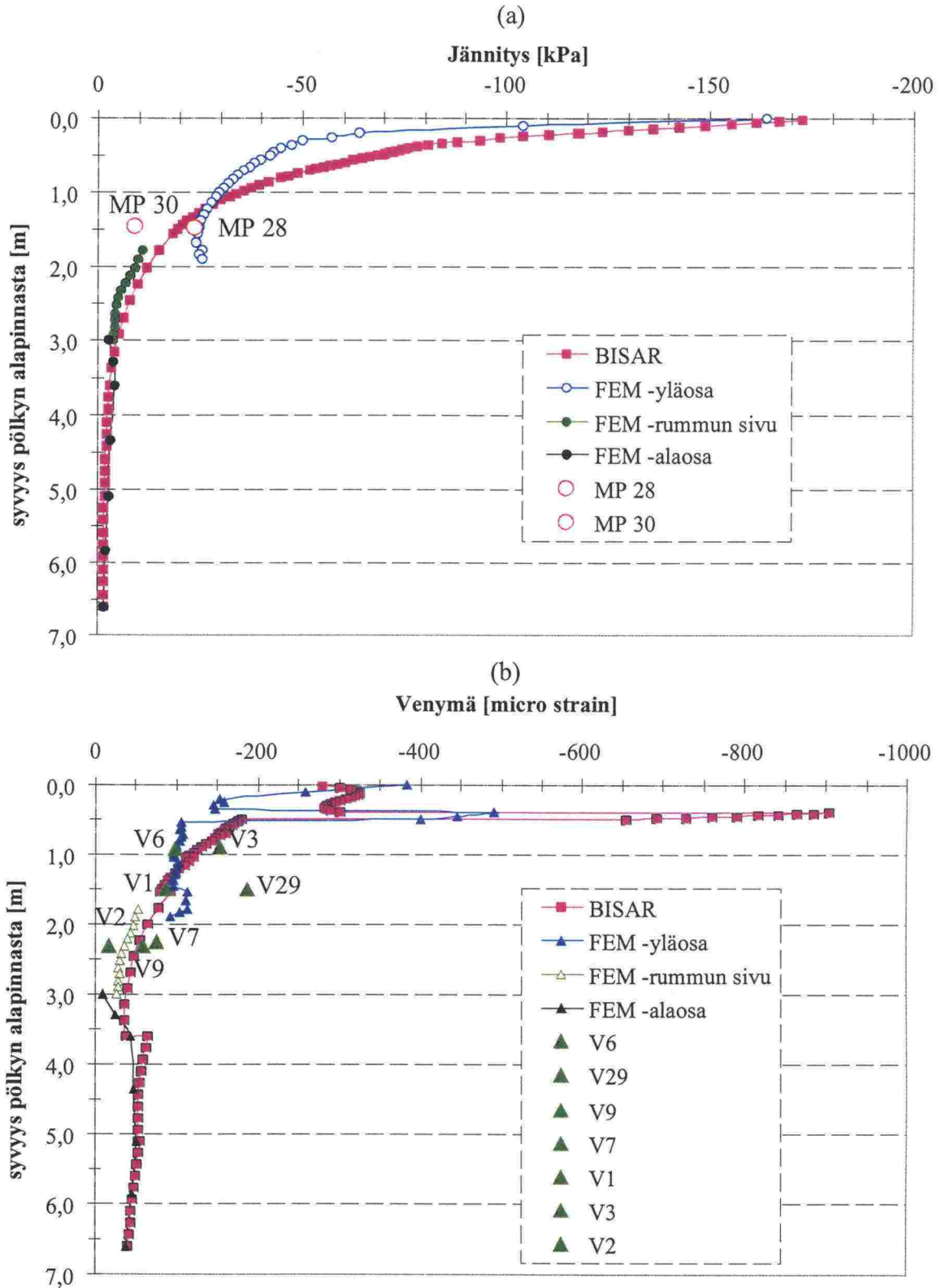
Vaakajännitysten lisäksi esitetään esimerkinomaisesti mittaustuloksia vaakasuuntaisista venymistä. Kuvassa 7.3:15 esitetään anturilla V4 mitatut vaakasuuntaiset venymät akselipainon funktiona.



Kuva 7.3:15 Rummun puolivälin tasolta mitattuja penkereen suuntaisia maan venymiä.

Kuvan 7.3:15 maan venymäarvoissa on myös suuri hajonta. Kuvista 7.3:14 ja 7.3:15 voidaan laskea yhtälön 5.4:30 avulla penkereen pituussuuntainen suuntaa antava kimmomoduuli. Kimmomoduulin arvoksi saadaan nyt 140 MPa. Isotrooppisessa FEM-laskentamallissa käytettiin rummun puolivälin ( $K_v -2,5\text{m}$ ) tasolla penkereen pituussuuntaisena kimmomoduulin laskenta-arvona 200 MPa. Penkereen poikittaissuuntainen kimmomoduuli voidaan olettaa rummun puolivälin ( $K_v -2,5\text{m}$ ) tasolla vieläkin pienemmäksi kuin 140 MPa.

Koska pystysuuntaiset maanpaineet ja maan venymäarvot ovat laskennallisesti lähinnä mitattuja arvoja, näitä arvoja vertaillaan kuvissa 7.3:16a ja b syvyyden mukaan. Kuvassa 7.3:16a esitetään pystysuuntaisen maanpaineen jakautuminen syvyyden mukaan, kun kuormittavana akselipainona on 206 kN eli 21 t. Vastaava venymän jakauma esitetään kuvassa 7.3:16b.

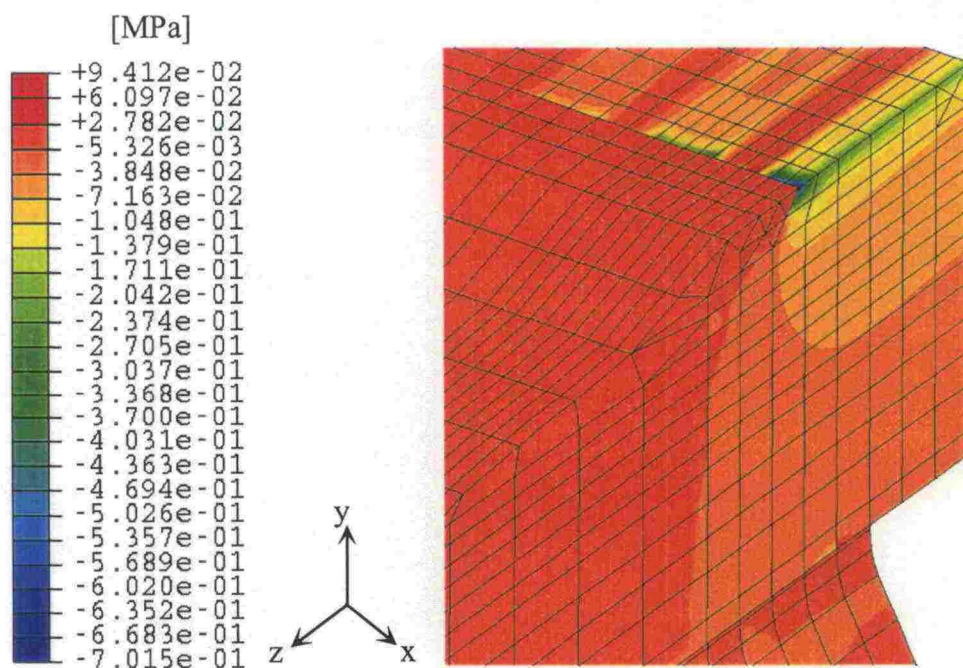


Kuva 7.3:16 Pystysuuntaisen (a) jännityksen ja (b) venymän jakauma syvyyden mukaan.

Kuvissa 7.3:16a ja b esitetään yksi kerrosrakenneohjelmalla ja kolme elementtimenetelmällä laskettua käyrää. Kerrosrakenneohjelmalla laskettu käyrä on yhtenäinen, koska se ei oleteta penkereeseen rumpua. Laskentapiste sijaitsee tässä tapauksessa aivan kiskon vieressä kiskojen välissä (Kolisoja et al. 2000). "FEM-yläosa" -käyrä on saatu solmu-

pisteistä, jotka sijaitsevat pölkyn keskikohdan kohdalta rummun yläpuolella. "FEM-rummun sivu" -pisteet sijaitsevat rummun keskikohdasta 750 mm sivulle päin radan pituussuunnassa. "FEM-alaosa" -käyrä on saatu samasta kohtaa kuin "FEM-yläosa" -käyrä, mutta korkeussuunnassa rummun alapuolelta. Kuvasta 7.3:16a havaitaan selvästi eri laskentamenetelmillä saatujen tulosten suuri vaihtelu penkereen yläosassa. Ensimmäisellä mittausinstrumenttien asennustasolla ( $K_v -1,1$  m) erot ovat tasoittuneet huomattavasti ja on vaikea sanoa, kumpi laskentamenetelmä antaa lähempänä oikeita eli mitattuja arvoja. Mitatut arvot on saatu edellä esitetyistä mittausinstrumenttien akseli-painon funktiona esitetyistä arvoista, kun pisteiden välille on sovitettu lineaarinen trendiviiva. Kuvasta 7.3:16b havaitaan venymäanturilla V29 mitattujen arvojen olevan ristiriidassa muiden anturien antamien tulosten ja laskentatulosten kanssa. Voidaankin olettaa, että anturi V29 ei ole antanut oikeita arvoja. Muiden venymäanturien antamat arvot ovat uskottavan oloisia.

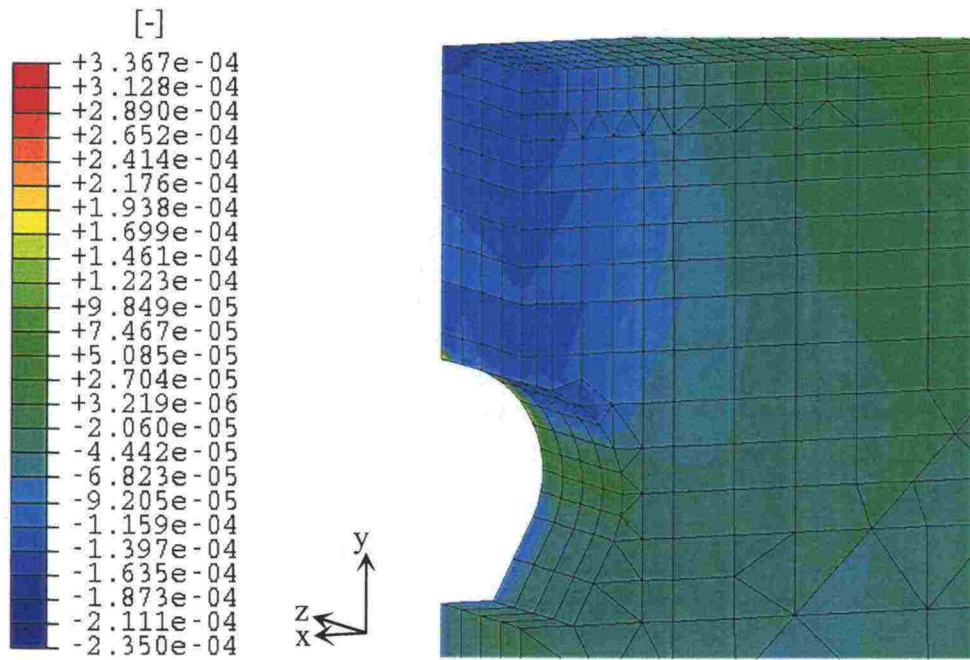
Elementtimallista saaduista maanpaineiden ja venymien jakautumista penkereessä esitetään esimerkinomaisesti kuvat 7.3:17–7.3:20, kun mallia kuormittavana akseli-painona on 250 kN. Kuvassa 7.3:17 esitetään pystysuoran jännityksen jakautuminen penkereen yläosassa. Kuvassa 7.3:18 esitetään pystysuoran venymän jakautuminen penkereen yläosassa sorakerroksessa, mutta eri kuvakulmassa kuin kuvassa 7.3:17.



Kuva 7.3:17 Pystysuoran jännityksen jakautuminen penkereen yläosassa 250 kN akseli-kuormalla.

Kuvasta 7.3:17 havaitaan, kuinka suurin pystysuora jännitys syntyy pölkyn pään kohdalle sepeliin. Tämä näkyy vielä sepelin jännitysjakaumassa, mutta syvemmälle soraan mentäessä jännitys tasoittuu.

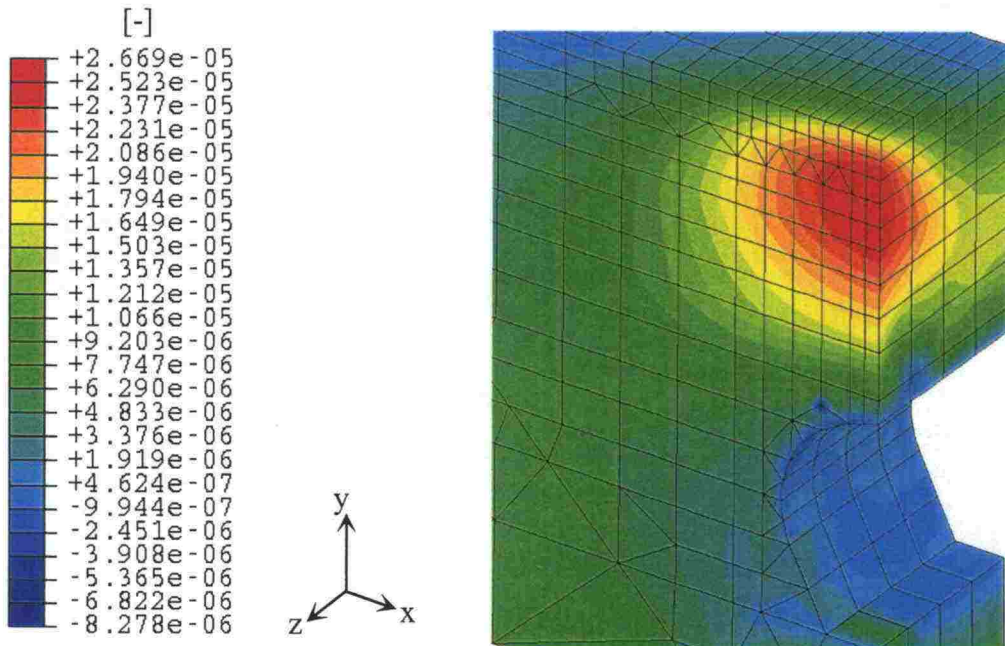




Kuva 7.3:18 Pystysuoran venymän jakautuminen penkereen yläosassa 250 kN akseli-kuormalla.

Kuvasta 7.3:18 havaitaan hyvin maan pystysuoran venymän jakautuminen sorassa.

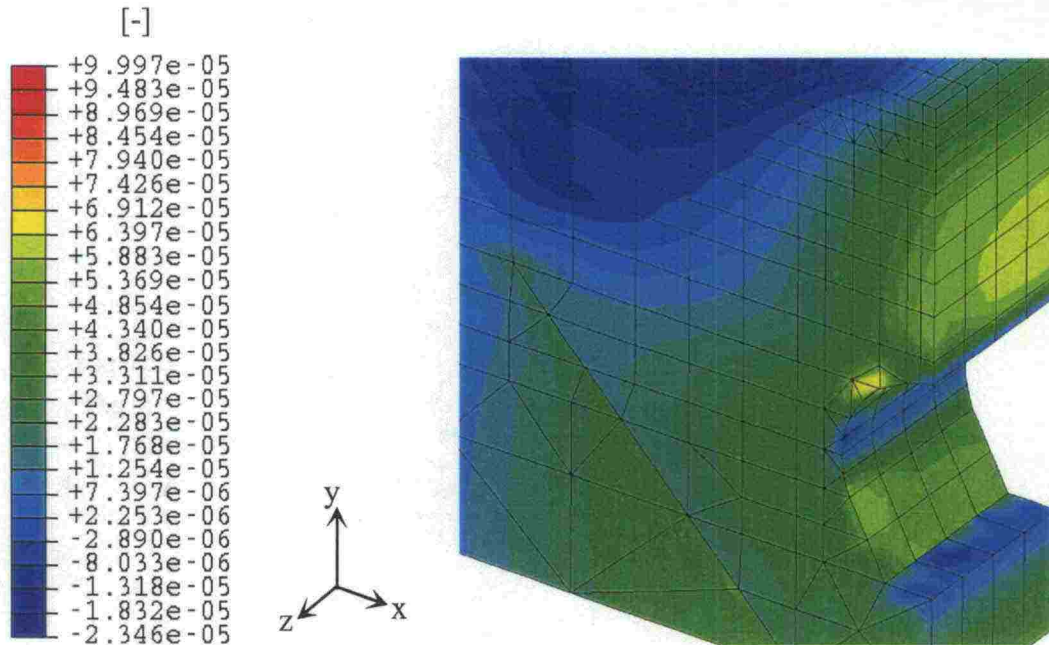
Maan vaakasuuntaista venymää rummun pituussuunnassa esitetään kuvassa 7.3:19.



Kuva 7.3:19 Z-akselin suuntaisen venymän jakautuminen penkereen yläosassa 250 kN akselikuormalla.

Kuvasta 7.3:19 havaitaan, kuinka z-suuntainen eli penkerettä vasten kohtisuora vaakasuuntainen venymä on suurimmillaan sorakerroksen puolivälissä.

Rummun sivussa olevia penkereen pituussuuntaisia vaakavenymiä esitetään kuvassa 7.3:20.

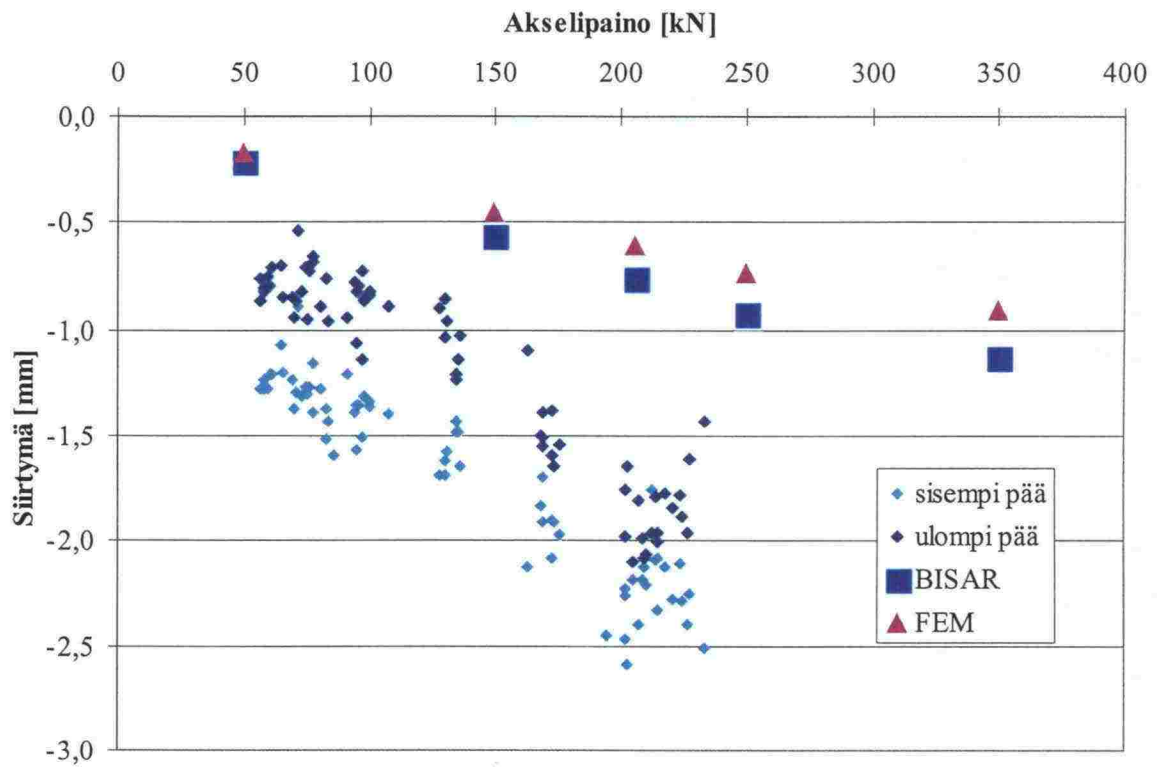


Kuva 7.3:20 X-akselin suuntaisen venymän jakautuminen penkereessä 250 kN akseli-kuormalla.

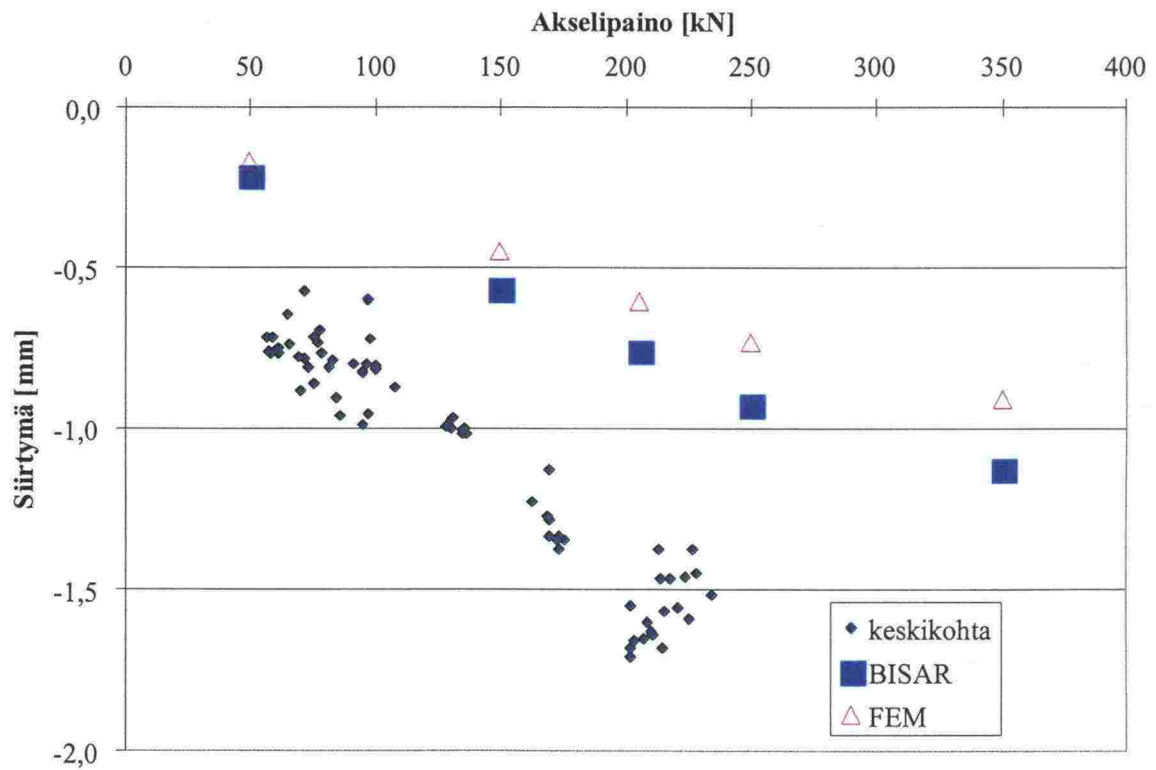
Kuvasta 7.3:20 näkyy rummun vaakatason kohdalla olevat penkereen pituussuuntaiset vetojännitykset. Ainoastaan rummun seinämän välittömässä läheisyydessä on havaittavissa puristusjännityksiä, mutta ei enää maanpaine- ja venymäanturien sijaintikohdalla.

### 7.3.3 Pölkky

Pölkystä mitattiin keskikohdan ja molempien päiden siirtymää sekä pölkyn keskikohdan yläpinnan venymää. Koska elementtimalli on symmetrinen penkereen pituussuunnassa, on luontevaa esittää lasketut ja molempien päiden mitatut pölkyn siirtymät samassa kuvassa (kuva 7.3:21). Keskikohdan siirtymä esitetään vastaavasti kuvassa 7.3:22.



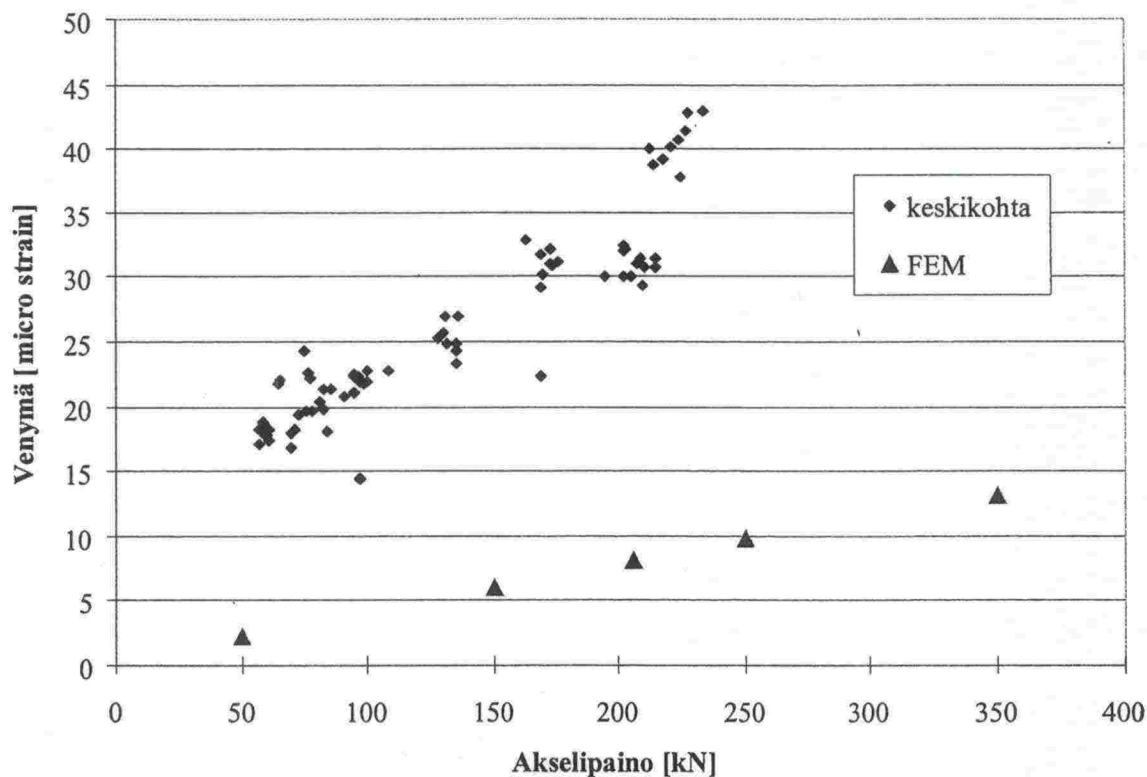
Kuva 7.3:21 Pölkyn päiden mitattu ja laskettu siirtymä.



Kuva 7.3:22 Pölkyn keskikohdan mitattu ja laskettu siirtymä.

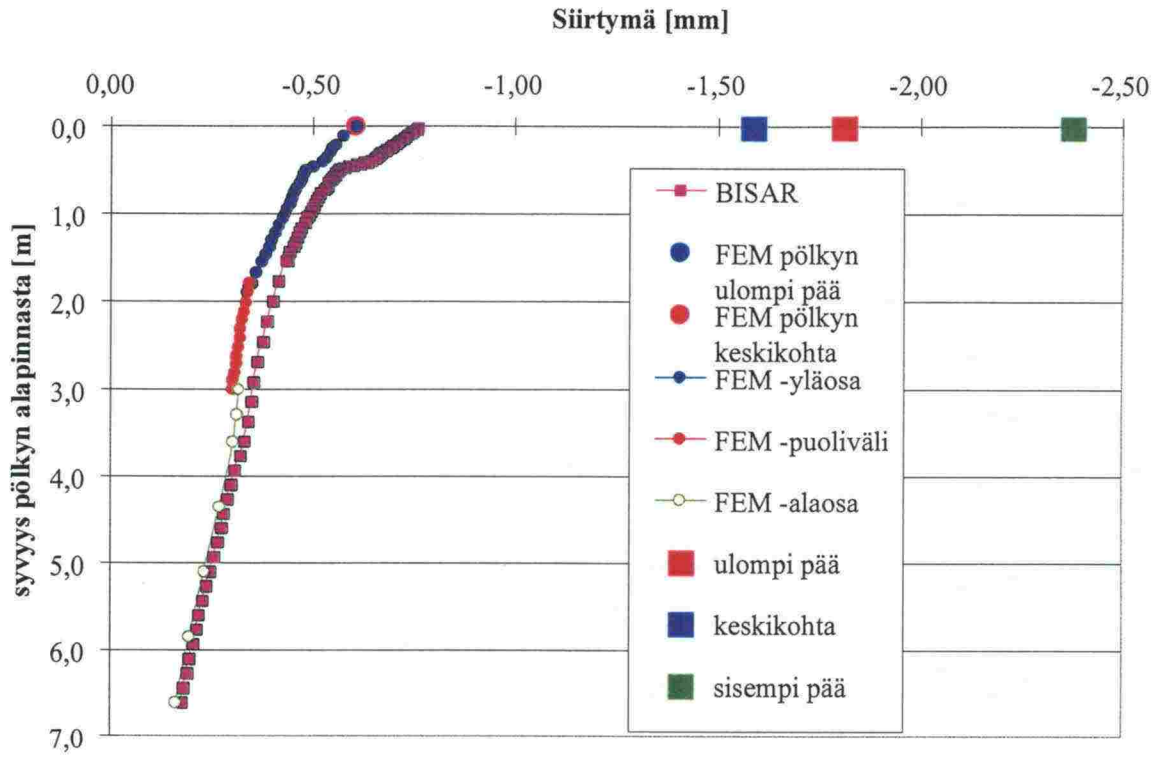


Kuvista 7.3:21 ja 7.3:22 havaitaan mitattujen siirtymien olevan huomattavasti laskettuja siirtymiä suurempia. Elementtimallinnuksessa käytettiin todellista pölkkyä suurempaa pölkkyä. Kerrosrakennemalli on sitä vastoin puoliäärettömällä yläosallaan liian jäykkä huomioimaan riittävän siirtymän. Kuvista 7.3:21 ja 7.3:22 selviää myös elementti- ja kerrosrakennemallin puutteellinen kyky kuvata penkereen ”pakenemista” sivuille, koska lasketut maan pystyvenymät ovat kuitenkin pääosin oikean suuntaisia. Pölkyn yläpinnan keskikohdan venymässä havaitaan myös pölkyn todellista kokoa suurempi koko (kuva 7.3:23).



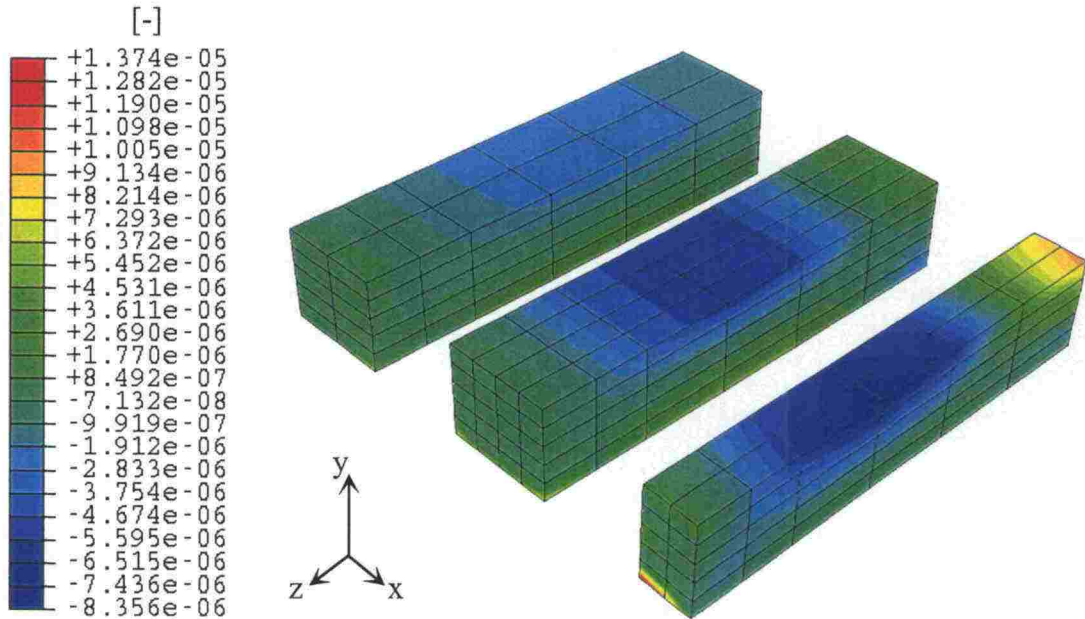
Kuva 7.3:23 Pölkyn yläpinnan keskikohdan mitattu ja laskettu venymä.

Pölkyn ja penkereen yläosan siirtymä voidaan myös esittää syvyyden mukaan (kuva 7.3:24). Esimerkinomaisesti esitetään pölkyn yläpinnan venymä 250 kN akselipainolla kuvassa 7.3:25.



Kuva 7.3:24 Pölkyn ja penkereen yläosan siirtymä 206 kN (21 t) akselipainolla.

Kuvasta 7.3:24 havaitaan laskettujen siirtymien samansuuruus. Mitatut pölkyn siirtymät ovat huomattavasti laskettuja siirtymiä suurempia.



Kuva 7.3:25 Pölkyn yläpinnan venymä pölkyn pituussuunnassa 250 kN akselipainolla.

Pölkyn yläpinnan venymä keskittyy todellisuudessa lähemmäksi pölkyn päitä aiheuttaen suuremman venymän pölkyn keskikohtaan kuin kuvasta 7.3:25 havaitaan, koska kuvan 7.3:25 pölkyt ovat muodoltaan idealisoituja.

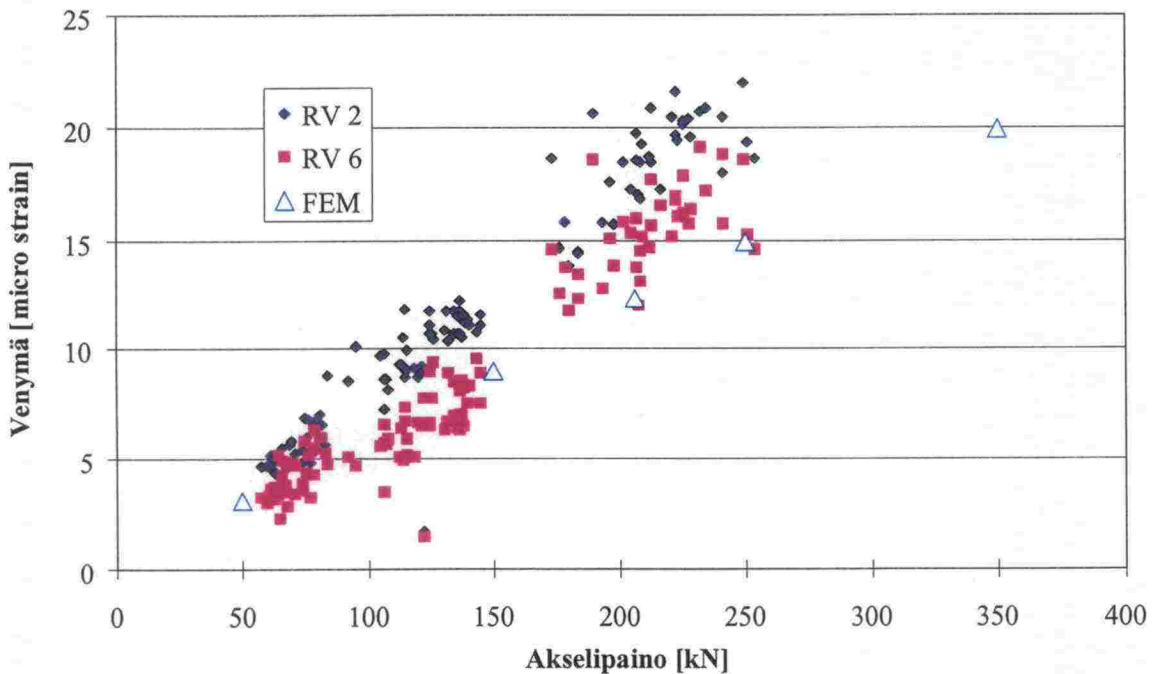
## 7.4 Laskentatulosten ja Tampereen koekohteesta saatujen mitattujen tulosten vertailu

### 7.4.1 Ratarumpu

Tampereen koekohde instrumentoitiin ainoastaan rummun osalta (kuva 2.3:1). Elementtimallinnuksessa käytettiin Toijalan koekohteen elementtimallinnuksen tapaan ainoastaan yhtä rummun puolikasta, jolloin kaksoisrumpuvaikutus jää huomioimatta mallinnuksessa. Rumpuputken halkaisija on 1400 mm. Abetonin rumpuputken kimmomoduuli saatiin määritettyä TTKK:lla tehdyillä puristuskokeilla ja yhtälöllä 5.4:25. Rumpuputken kimmomoduuliksi saatiin tällöin 35 500 MPa. Puristuskokeessa käytetyt koekappaleet oli otettu eri tuotantosarjasta kuin mistä Tampereen koekohteen rummut oli valmistettu.

Kahden eri koekohteen elementtimallinnusten erot löytyvät lähinnä putken muodosta ja koosta, betonin kimmomoduulista ja pohjamaan kimmomoduulista. Tampereen koekohteen pohjamaa arvioitiin silmäämääräisesti moreeniksi. Elementtimallinnuksessa pohjamaan kimmomoduulin laskenta-arvona käytettiin 100 MPa. Radan rakennekerrosten kimmomoduulien arvot pysyivät kuvan 7.1:9 mukaisina.

Rummun katon mitattuja ja laskettuja venymiä itäisen ja läntisen kiskon alapuolelta akselipainon funktiona esitetään kuvassa 7.4:1.

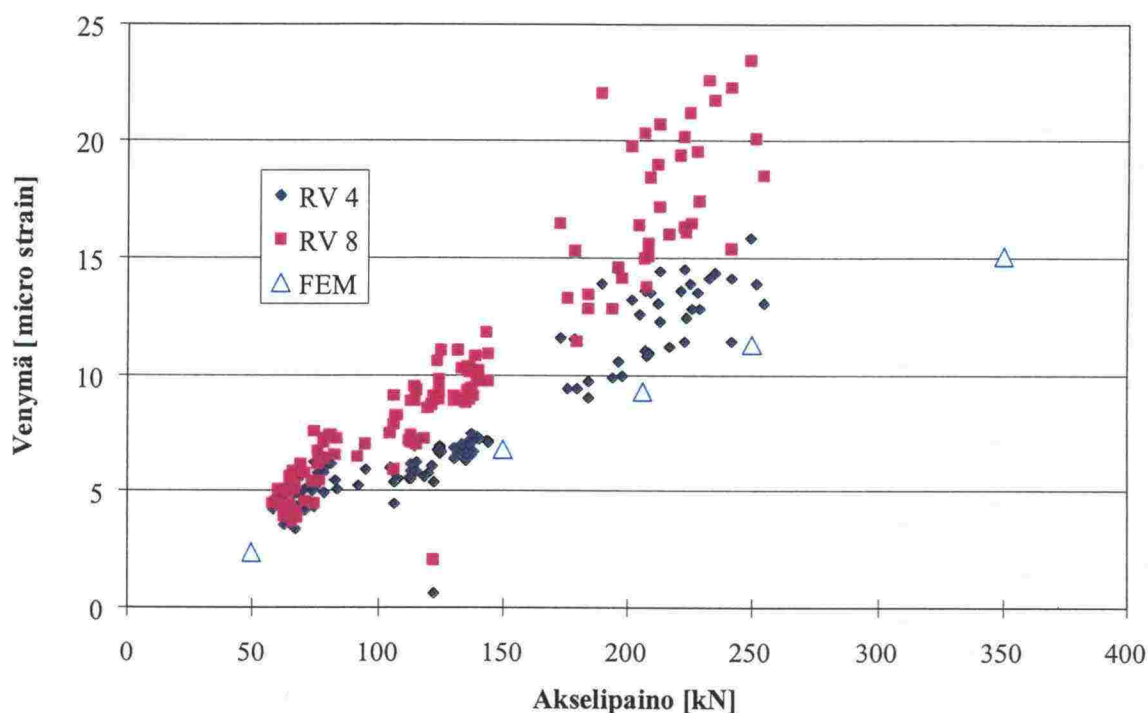


Kuva 7.4:1 Rummun katon mitatut ja lasketut venymät.

Kuvasta 7.4:1 havaitaan, kuinka lasketut venymän arvot ovat pienempiä kuin mitatut arvot yli 150 kN akselipainoilla. Anturi RV 2 sijaitsee läntisen kiskon alapuolella ja anturi RV 6 itäisen kiskon alapuolella.



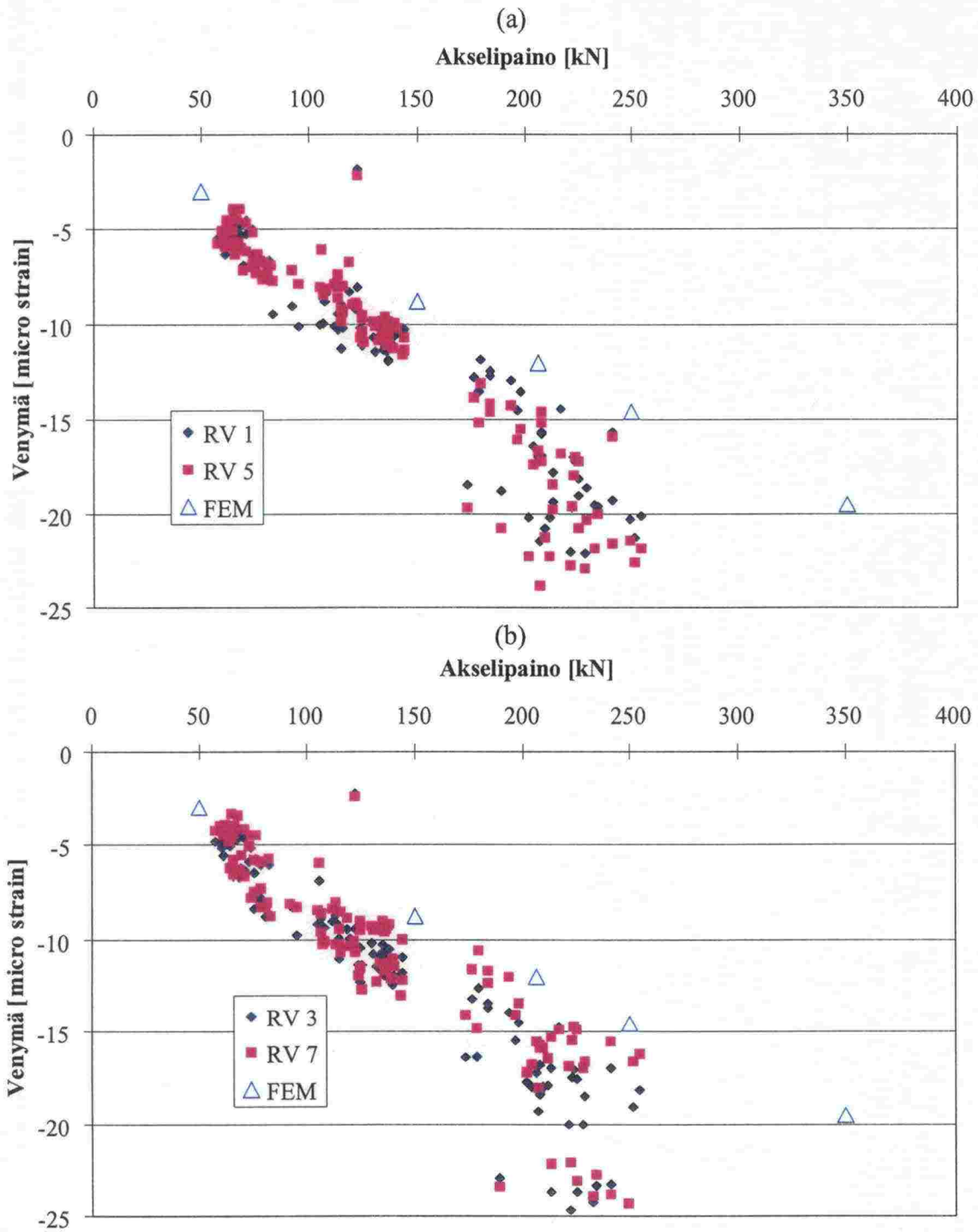
Rummun pohjan mitattuja ja laskettuja venymiä itäisen ja läntisen kiskon alapuolelta akselipainon funktiona esitetään kuvassa 7.4:2.



Kuva 7.4:2 Rummun pohjan mitatut ja lasketut venymät.

Kuvasta 7.4:2 havaitaan kuvan 7.4:1 tapaan, kuinka lasketut venymän arvot ovat pienempiä kuin mitatut arvot. Kuvassa 7.4:1 läntisen kiskon alapuolelta mitatut venymän arvot ovat suurempia kuin itäisen kiskon alta mitatut arvot. Kuvassa 7.4:2 mittausten tulokset ovat päinvastaiset. Itäisen kiskon alapuolelta anturilla RV 8 mitattujen arvojen hajonta kasvaa huomattavasti 150 kN suuremmilla arvoilla.

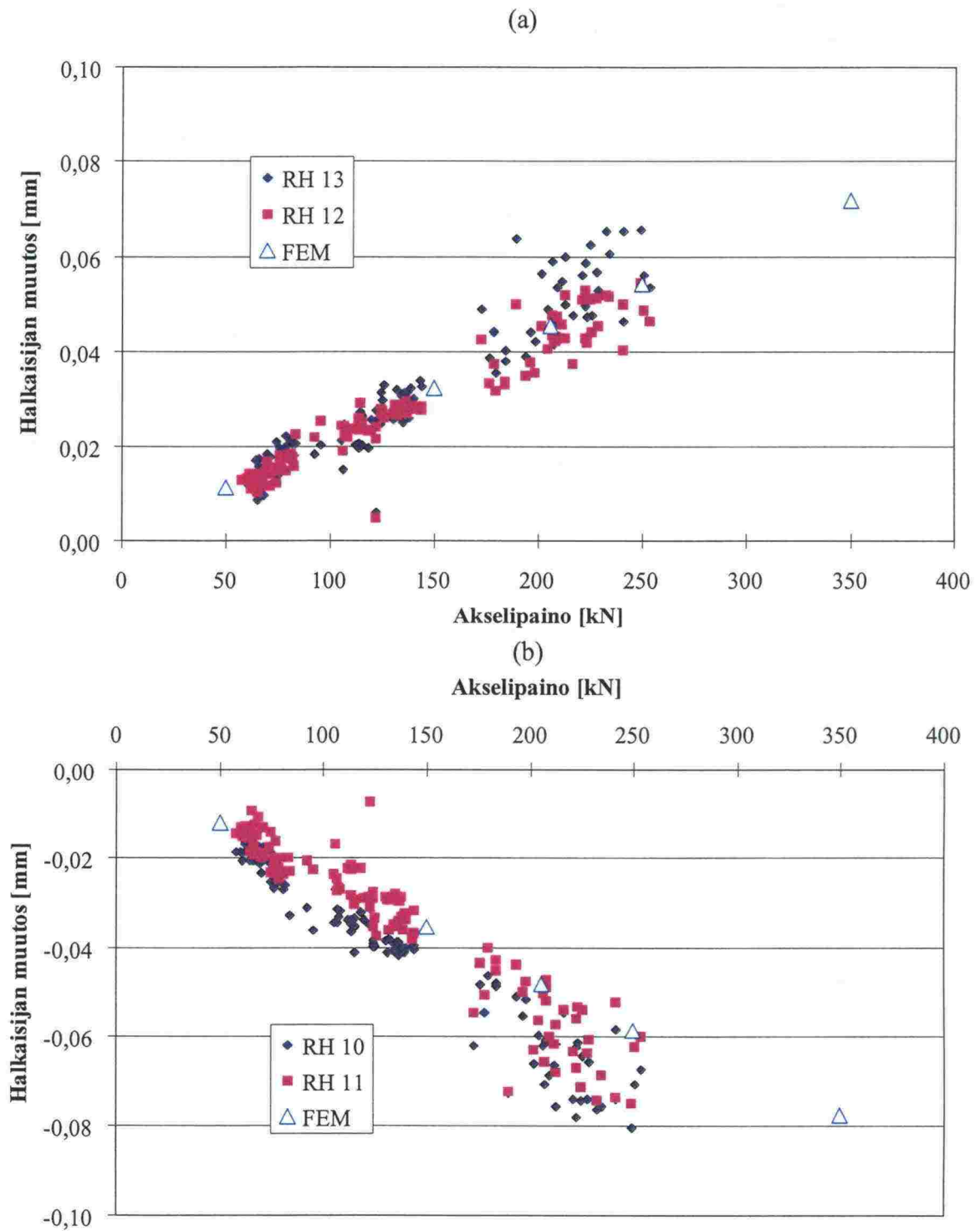
Rummun seinämän venymiä mitattiin molempien kiskojen alapuolelta ja molemmilta seiniltä. Kuvassa 7.4:3a esitetään Helsingin puoleiselta seinältä itäisen ja läntisen kiskon alapuolelta mitatut seinämän venymät sekä elementtimenetelmällä lasketut arvot. Kuvassa 7.4:3b esitetään vastaavasti Tampereen puoleisen seinämän venymät molempien kiskojen alapuolelta. Koska elementtilaskennassa käytettiin hyväksi penkereen poikkisuuntaista symmetriaa, rummun seinämän lasketut venymät ovat samoja kuvissa 7.4:3a ja b.



Kuva 7.4:3 Rummun (a) Helsingin ja (b) Tampereen puoleisten seinämien mitatut ja lasketut venymät.

Kuvista 7.4:3a ja b havaitaan laskettujen venymäarvojen olevan itseisarvoiltaan mitattujen arvojen itseisarvoja pienempiä. Mittaustulosten hajonta on suuri kaikilla antureilla 150 kN suuremmilla arvoilla. Mallinnuksen ekstrapolointi lineaarisesti suuremmille kuin 300 kN akselipainoille on hyvin kyseenalaista kuvien 7.4:1–7.4:3b perusteella.

Rummun vaaka- ja pystyhalkaisijan muutos akselipainon funktiona esitetään kuvissa 7.4:4a ja b.



Kuva 7.4:4 Rummun (a) vaaka- ja (b) pystyhalkaisijan mitatut ja lasketut arvot.

Kuvista 7.4:4a ja b havaitaan mitattujen ja laskettujen halkaisijan muutosarvojen hyvä yhteneväisyys. Pystyhalkaisijan muutoksen mittauksessa (kuva 7.4:4b) näyttäisi olevan hieman suurempi hajonta yli 150 kN akselipainoilla kuin vaakahalkaisijan muutoksen mittauksessa (kuva 7.4:4a).



## 7.5 Ratarumpujen kestävyys arvioiminen toistokuormituksessa

Ratarummut tulee suunnitella ratasiltojen tapaan 100 vuoden käyttöiälle. Liikennemääräksi otaksutaan tällöin 19 miljoonaa bruttotonnia/raide/vuosi tai noin 1 640 000 junan ylitystä sadan vuoden aikana (Rautatiesiltojen suunnitteluohje (RSO) osa 3). RSO 3:ssa teräsbetonisten siltojen kestävyys toistokuormituksessa lasketaan jännitysten avulla vertaamalla suurimmasta jännityserosta laskettua ekvivalenttista jännityseroa (yhtälö 7.5:1) toistokuormituksessa sallittuun betonin puristus- ja vetokestävyyteen (yhtälöt 7.5:2a ja b).

$$\Delta\sigma_{\text{ekv}} = \Psi(\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}}) \quad (7.5:1)$$

$$\Delta f_{\text{cnd}} = 0,25 f_{\text{cd}} \quad (7.5:2a)$$

$$\Delta f_{\text{ctnd}} = 0,15 f_{\text{ctd}} \quad (7.5:2b)$$

Yhtälöissä 7.5:1 – 7.5:2b esiintyvät merkinnät ovat:

$\Delta\sigma_{\text{ekv}}$	=	ekvivalenttinen jännitysero
$\sigma_{\text{max}}$	=	tutkittavan kohdan suurin jännitys sillassa
$\sigma_{\text{min}}$	=	tutkittavan kohdan pienin jännitys sillassa (maa + omapaino)
$\Delta f_{\text{cnd}}$	=	betonin puristuskestävyys toistokuormituksessa
$f_{\text{cd}}$	=	betonin puristuslujuuden laskenta-arvo murtotilassa
$\Delta f_{\text{ctnd}}$	=	betonin vetokestävyys toistokuormituksessa
$f_{\text{ctnd}}$	=	betonin vetolujuuden laskenta-arvo toistokuormituksessa
$\Psi$	=	sillan jännemittasta riippuva kerroin, joka saa arvoja:
		$l < 2 \quad \Psi = 0,89$
		$2 < l < 10 \quad \Psi = 1,00 - 0,055 \cdot l$
		$10 < l < 30 \quad \Psi = 0,48 - 0,003 \cdot l$
		$30 < l \quad \Psi = 0,39$
$l$	=	jännemitta

Rummun ja sillan ero määritellään halkaisijan mukaan. Halkaisijaltaan yli 2 m putket ovat siltoja ja sitä pienemmät ovat rumpuja. Koska tutkittavat rummut ovat halkaisijaltaan suurimmillaankin ainoastaan 1400 mm ja rummut sijaitsevat penkereessä eri syvyyksillä, siltojen suunnittelussa käytettävät toistokuormituskestävyyden arviointimenetelmät eivät suoranaisesti päde tutkituille rummuille.

Betoninormeissa 2000 toistokuormitetun betonin puristuslujuuden laskenta-arvo voidaan määrittää yhtälöllä 7.5:3a ja vetolujuuden laskenta-arvo yhtälöllä 7.5:3b, kun kuormituskertojen lukumäärä on  $2 \cdot 10^6$ .

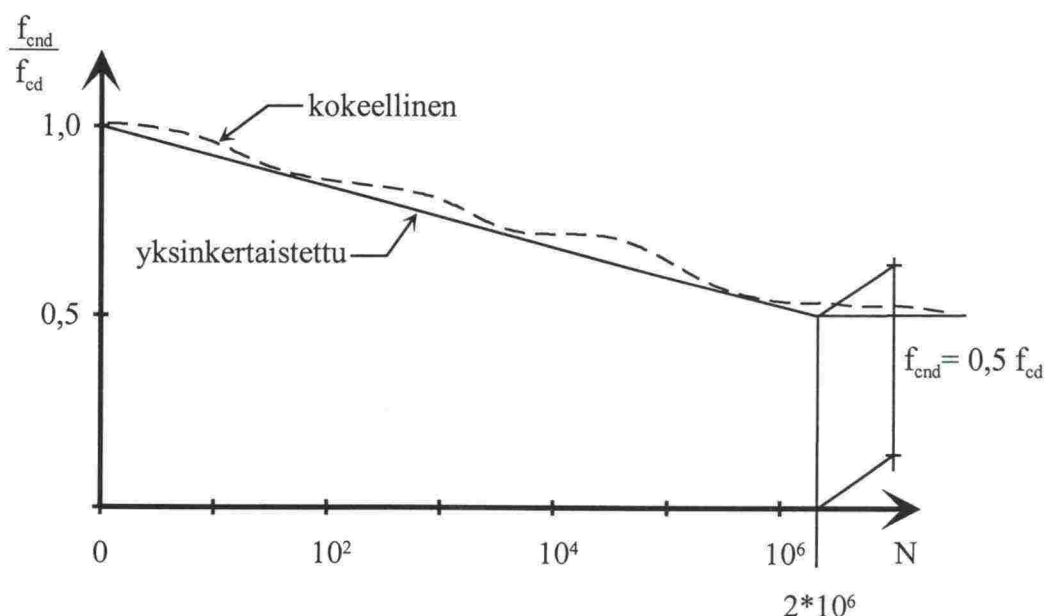
$$f_{\text{cnd}} = 0,50 f_{\text{cd}} + 0,4 \sigma_{\text{c,min}} \leq f_{\text{cd}} / 1,2 \quad (7.5:3a)$$

$$f_{\text{ctnd}} = 0,33 f_{\text{ctd}} + 0,6 \sigma_{\text{ct,min}} \leq f_{\text{ctd}} / 1,2 \quad (7.5:3b)$$

missä

$f_{\text{cnd}}$	=	betonin puristuskestävyys toistokuormituksessa
$f_{\text{cd}}$	=	betonin puristuslujuuden laskenta-arvo murtotilassa
$\sigma_{\text{c, min}}$	=	rummun oman painon ja maan aiheuttama pienin puristusjännitys tutkitussa pisteessä
$f_{\text{ctnd}}$	=	betonin vetokestävyys toistokuormituksessa
$\sigma_{\text{ct, min}}$	=	rummun oman painon ja maan aiheuttama pienin vetojännitys tutkitussa pisteessä

Yhtälöt 7.5:2a–7.5:3b perustuvat Wöhler-käyrille. Kuvassa 7.5:1 esitetään skemaattisesti betonin puristusjännityskestävyys kuormituskertojen lukumäärän mukaan.



Kuva 7.5:1 Yksinkertaistettu Wöhler-käyrä betonille.

Ratarummuille sovelletaan edellä esitetyistä menetelmistä johdettua menetelmää. Koska jännitysten ja venymien suhde on kimmomoduulista riippuva vakio, Wöhler-käyrä voidaan ilmaista myös venymien avulla. Kuvissa 6.4:2–6.4:3b esitetään rummun katon, seinän ja pohjan mitatut ja laskennalliset venymät aina 100 kN:iin/m asti. Olettamalla 100 kN/m myös särökuormaksi vastaa sitä vastaava venymän arvo yhtälön 7.5:3a ja kuvan 7.5:1 puristuslujuuden laskenta-arvoa  $f_{\text{cd}}$  eli arvoa, jonka betoni kestää staattisessa kuormituksessa tai toistokuormituksessa  $N$ :n arvolla 1. Rumpuputkien kuormituskokeista tiedetään, että ensimmäinen särö tulee vetopuolelle rummun kattoon, pohjaan tai ulkoseinään (Mäkelä & Kolisoja 2001). Puristuspuolella rummun seinämän jännitys ja sitä vastaava venymä ei ole saavuttanut maksimiarvoansa, koska betonin puristuslujuus on tunnetusti noin kymmenen kertaa suurempi kuin vetolujuus. Rumpuputkille sovelletussa toistokuorman kestävyysmenetelmässä  $N$ :n arvoa 1 vastaava venymä vetopuolella on suurin vetopuolen laskettu venymä eli noin 105  $\mu\text{strainiä}$  (kuva 6.4:3b). Puristuspuolella seinämän laskettu venymän arvo noin 95  $\mu\text{strainiä}$  (kuva 6.4:3a). Kuvassa 7.5:1 nähdään 100 vuoden käyttöikää vastaava kuormituskertaluku  $N$ , jonka voidaan olettaa olevan  $2 \cdot 10^6$ .

Edellä esitettyjen perusteltujen oletusten perusteella ratarummuille voidaan määrittää laskennallista 100 vuoden käyttöikää vastaava maksimivenymä niin veto- kuin puristuspuolellekin. Vetopuolen maksimivenymäksi määritetään täten  $105 \cdot 0,33$   $\mu$ strainia eli 34,7  $\mu$ strainia. Puristuspuolen maksimivenymä on *erittäin* varmalla puolella eli  $95 \cdot 0,5$   $\mu$ strainia eli 47,5  $\mu$ strainia. Ratarummuille sovellettavan toistokuormituskestävyyttä kuvaavan menetelmän ongelma on ennen kaikkea siinä, että se ei ota huomioon maan omaa painoa, vaan se olettaa rummuille maan painosta tulevan venymän nolaksi. Ongelmapeitesyvyydeksi voi muodostua noin metrin syvyydellä olevat rummut. Näillä peitesyvyyksillä junakuorma vaikuttaa vielä melko paljon ja peitemaakuormastakin alkaa kertyä rummulle kuormitusta. Maanpainosta ja junakuormasta rumpuun aiheutuvien yhteenlaskettujen venymien jäädessä vetopuolella alle 34,7  $\mu$ strainin voidaan rummun olettaa kestävän säröilemättä 100 v. Syvemmälle mentäessä maan omasta painosta tulee jo sen verran venymää rummuille, että rummun säröilemätöntä kestävyyttä ei voida taata 100 vuodeksi, vaikka junakuormasta aiheutuva vetopuolen venymä jäisikin alle 34,7  $\mu$ strainin. Ratarumpujen sallitaankin säröilevän jossain vaiheessa elinkaarta. Tämä mahdollistaakin suurempien kuin 34,7  $\mu$ strainin suuruisten junakuormasta aiheutuvien venymien sallimisen. Ratarummut eivät saa kuitenkaan säröillä ensimmäisen akselin ylityksen jälkeen. Tällöin maanpainosta ja junakuormasta aiheutuvat yhteenlasketut vetopuolen venymät eivät saa ylittää 105  $\mu$ strainia. Raudoitettu rumpu saattaa kestää halkeilleenakin useita kymmeniä vuosia. Halkeilleessa putkessa kaikki vetovoimat otetaan teräksillä. Terästen korroosio etenee toistokuormitetussa rakenteessa staattisesti kuormitettua rakennetta paremmin ja vielä sitä paremmin mitä lyhyemmän aikaa teräksiä suojaa betonipeite (Courtney 1990).

Ratarummun laskennallisen käyttöiän toteutuminen vetopuolen venymille voidaan kategorisoida taulukon 7.5:1 tavalla, kun otetaan huomioon myös maanpaineesta (taulukko 7.1:1) rumpuun syntyneiden esijännitysten vastaavat venymät.

*Taulukko 7.5:1 Vetopuolen käyttöikäluokitus.*

Kuormitus	Venymä[ $\mu$ strain]					
	<34,7	<34,7	<34,7	>34,7	>34,7	>34,7
Juna	<34,7	<34,7	<34,7	>34,7	>34,7	>34,7
Juna + maa	<34,7	<34,7+mp	<105	<105	105< <105+ mp	>105 +mp
Laskennallisen 100 vuoden käyttöiän toteutuminen	Varmaa	Erittäin toden- näköistä	Toden- näköistä	Epä- toden- näköistä	Erittäin epätoden- näköistä	Ei toteudu

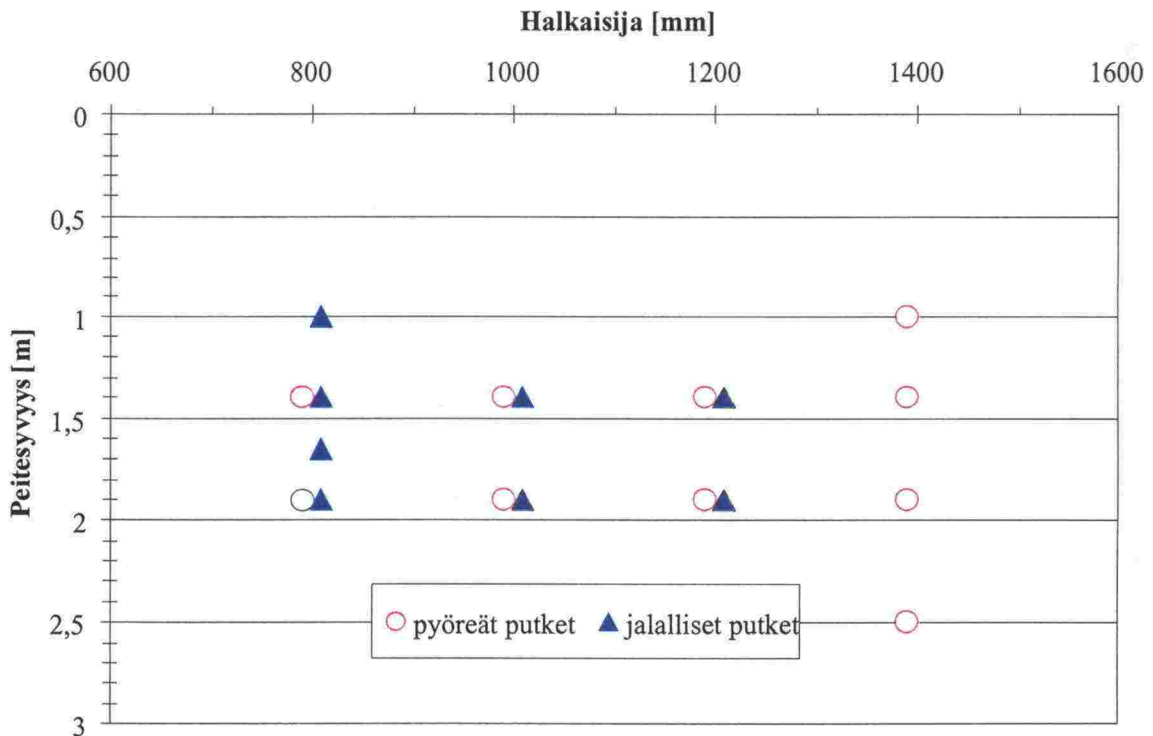
mp tarkoittaa maanpaineesta rumpuun syntyneiden esijännitysten vastaavia venymä (vrt. taulukko 7.1:1).



## 7.6 Laskennassa varioitujen tekijöiden vaikutus ratarummun rasitukseen.

### 7.6.1 Yhteenveto eri laskentavariaatioista

Tässä tutkimuksessa tutkittiin halkaisijaltaan erilaisten jalallisten ja pyöreiden rumpuputkien venymiä eri peitesyvyyksillä (kuva 7.6:1). Halkaisijaltaan 800 mm putken betonin kimmomoduulin arvona käytettiin Iisalmen sahan koerummusta laskettua kimmomoduulin arvoa 40 000 MPa ja Abetonin koerummun puristuslujuusmittauksista laskettua kimmomoduulin arvoa 35 500 MPa. Muilla putken halkaisijoilla betonin kimmomoduulin arvona käytettiin 35 500 MPa.



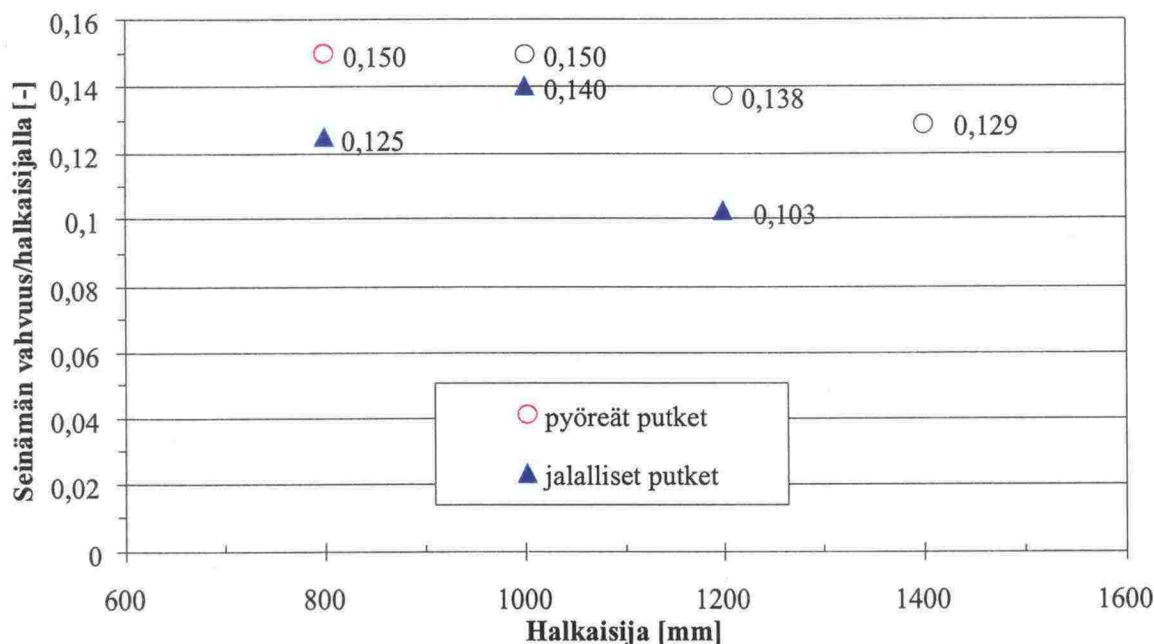
Kuva 7.6:1 Tutkimuksessa tarkasteltavina olleet laskentavaihtoehdot.

Kuvassa 7.6:1 peitesyvyys tarkoittaa rummun harjan etäisyyttä pölkyn alapinnasta. Etäisyys korkeusviivasta saadaan lisäämällä peitesyvyyteen 0,225 m. Peitesyvyydet 1,9 m ja 1,4 m ovat perustapauksia. Näillä peitesyvyyksillä on tutkittu kaikki neljä eri halkaisijavaihtoehtoa. Metrin peitesyvyydellä on tarkasteltu halkaisijaltaan suurinta ja pienintä putkea. Peitesyvyyden tarkempaa muutosta haluttiin tarkastella halkaisijaltaan 800 mm jalallisella rumpuputkella. Tämän takia valittiin 1,9 ja 1,4 m väliltä yksi piste eli 1,65 m sekä yhden metrin peitesyvyydessä oleva piste. Halkaisijaltaan 1400 mm olevalle putkelle putkea kuormittava maan omapaino on suurimmillaan. Tämän takia tarkasteltiin halkaisijaltaan 1400 mm putkea 2,5 m peitesyvyydellä. Halkaisijaltaan 1400 mm putkea ei valmisteta Abetonilla muuta kuin pyöreänä. Jalallinen halkaisijaltaan 1200 mm rumpuputki on JAL-putki. Muut rumpuputket vastaavat Abetonin tuotevalikoimassa EK-putkia. Halkaisijaltaan 800 mm jalallisen putken mitat ovat Iisalmen sahan rumpuputkesta TTKK:lla mittaamalla saatuja mittoja. Muut putket vastaavat mitoiltaan Abetonin 15.11.2001 tuotannossa olleita putkia.

Herkkyystarkasteluja tehtiin halkaisijaltaan 800 mm jalalliselle putkelle 1,9 m peitesyvyydellä betonin kimmomoduulin suhteen. Tarkasteluvälinä betonin kimmomoduulille oli 30 000–40 000 MPa. Askelväli varioinnissa oli 2 000 MPa. Rumpuputken herkkyyttä maamateriaalien moduuleille tarkasteltiin 1,4 m peitesyvyydellä halkaisijaltaan 800 mm pyöreälle Abetonin valmistamalle putkelle. Tällöin kimmomoduulin arvona käytettiin 35 500 MPa. Rakennekerrosten kimmomoduulia muutettiin tukikerroksen kimmomoduulia lukuun ottamatta –25 % ja –50 %.

Tutkitut rumpuvaihtoehdot sijoitettiin Toijalan koekohdetta vastaavalle pohjamaalle. Pohjamaan vaikutusta rumpujen rasituksiin voidaan verrata Tampereen koekohteen elementtimallista saatuja tuloksia ja Toijalan koekohdetta vastaavalle pohjamaalle 1,4 m syvyyteen asennetun halkaisijaltaan 1400 mm putken elementtimallista saatuja tuloksia vertaamalla. Kaikissa laskentavaihtoehdoissa junakuormaa vastaa 206 kN (21 t), 250 kN ja 350 kN akselikuorma. Maan oman painon rummulle tuomat jännitykset ja venymät on myös laskettu kaikille tapauksille. Koska rummuista saadut mittaustulokset on saatu venymäanturien avulla venyminä ja siirtymäanturien avulla siirtyminä, on luontevaa esittää laskentatulokset myös venyminä ja siirtyminä. Jännitysten ja venymien yhteys on esitetty yhtälöissä 5.4:30 ja 6.4:2.

Kaikissa maan omaa painoa käsittelevissä laskelmissa vaakajännityssuhde  $K$  oletetaan nolaksi eli maanpaine on nolla. Erilaisten maanpaineiden tuomia esijännityksiä voidaan arvioida taulukolla 7.1:1. Taulukko 7.1:1 on laskettu halkaisijaltaan 800 mm jalalliselle rumpuputkelle, jonka betonin kimmomoduuli on 40 000 MPa. Taulukko 7.1:1 voidaan yleistää myös muille putkille, sillä tutkittujen rumpujen seinämän vahvuus/halkaisijan suhde on lähes sama (kuva 7.6:2).



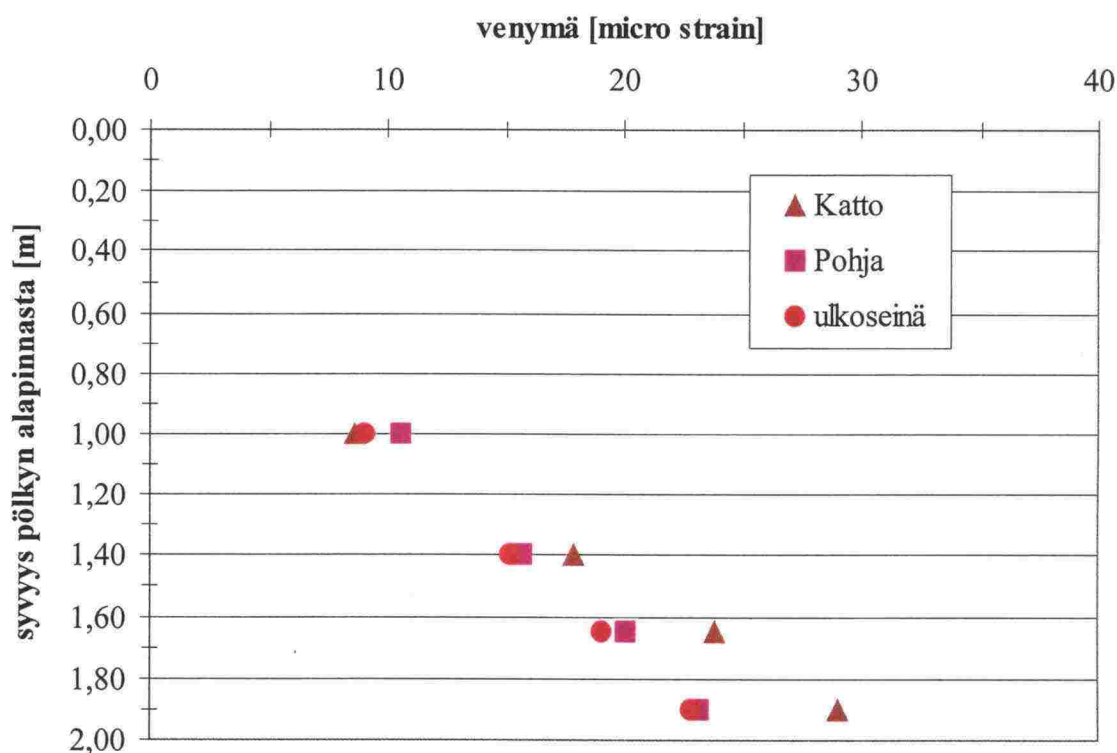
Kuva 7.6:2 Tutkittujen rumpujen seinämän vahvuus/sisähalkaisija.

Kuvasta 7.6:2 voidaan tehdä karkeasti sellainen johtopäätös, että taulukon 7.1:1 arvot toteutuvat sellaisinaan niille putkille, joiden seinämän vahvuus/halkaisija-suhde on

suurempi kuin 0,125. Tämä on selitettävissä sillä, että Abetonin putkien kimmo-moduulin arvona on käytetty 35 500 MPa. Halkaisijaltaan 1200 mm jalallisella rumpu-putkella esijännityksen tuomat venymät ovat suurempia kuin taulukon 7.1:1 arvot.

### 7.6.2 Toijalan koekohteessa käytetty halkaisijaltaan 800 mm jalallinen rumpu-putki

Tarkastellaan Toijalan koekohteessa käytettyä rumpuputkea eri peitesyvyyksillä. Vertailukohteina ovat rummun katon, pohjan ja ulko- sekä sisäseinän venymät. Kuormituksina on maan paino ja kolme eri junakuormaa. Määräävimmat venymät syntyvät vetopuolelle. Kuvassa 7.6:3 esitetään maan omasta painosta aiheutuvat vetopuolen venymät eli katon, pohjan ja ulkoseinän venymät.

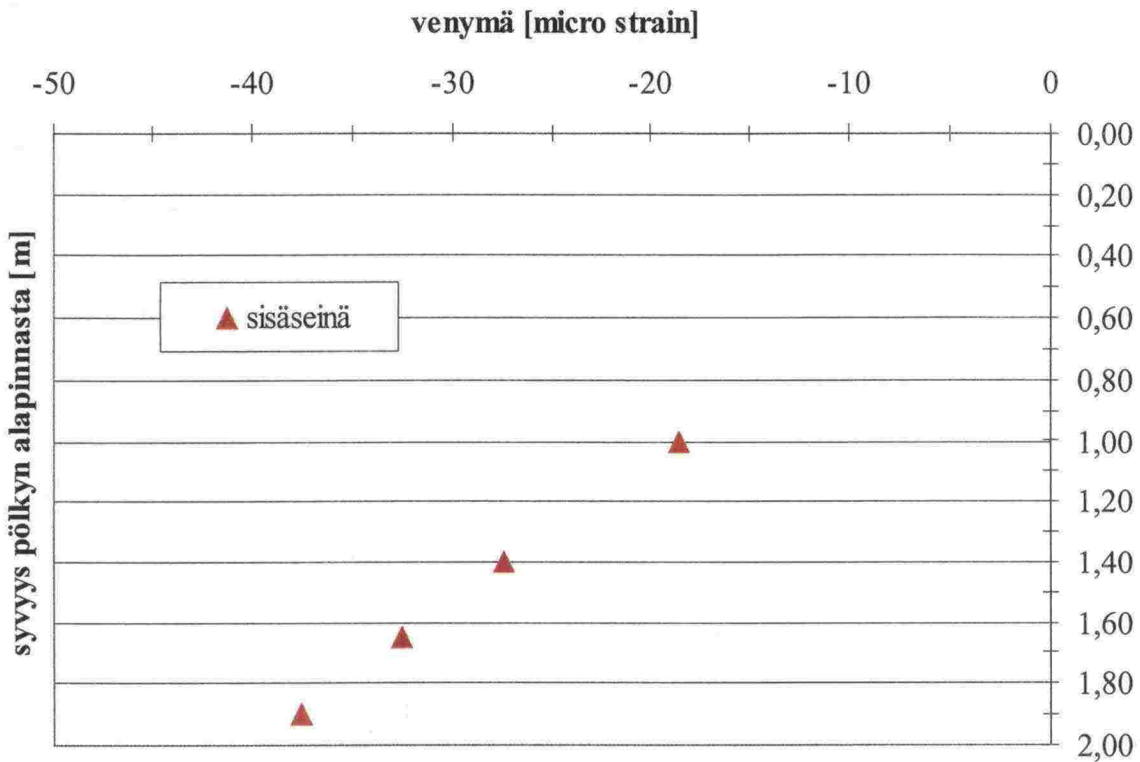


Kuva 7.6:3 Maan omasta painosta aiheutuneet vetopuolen venymät.

Maan omasta painosta aiheutuneet venymät näyttäisivät kasvavan lineaarisesti kuvassa 7.6:3. Syvyyden melkein kaksinkertaistuessa kasvavat katon venymät kolminkertaisiksi. Suurimmat venymät ovat katossa 1,4 metrin ja sitä suuremmilla peitesyvyyksillä. Metrin peitesyvyydellä suurin venymä syntyy rummun pohjaan. Peitesyvyys eli syvyys pölkyn alapinnasta voidaan muuttaa syvyydeksi Kv:sta lisäämällä peitesyvyyteen 0,225 m.

Puristuspuolella rummun sisäseinän venymät saavuttavat maan omasta painosta kuvan 7.6:4 mukaiset arvot.

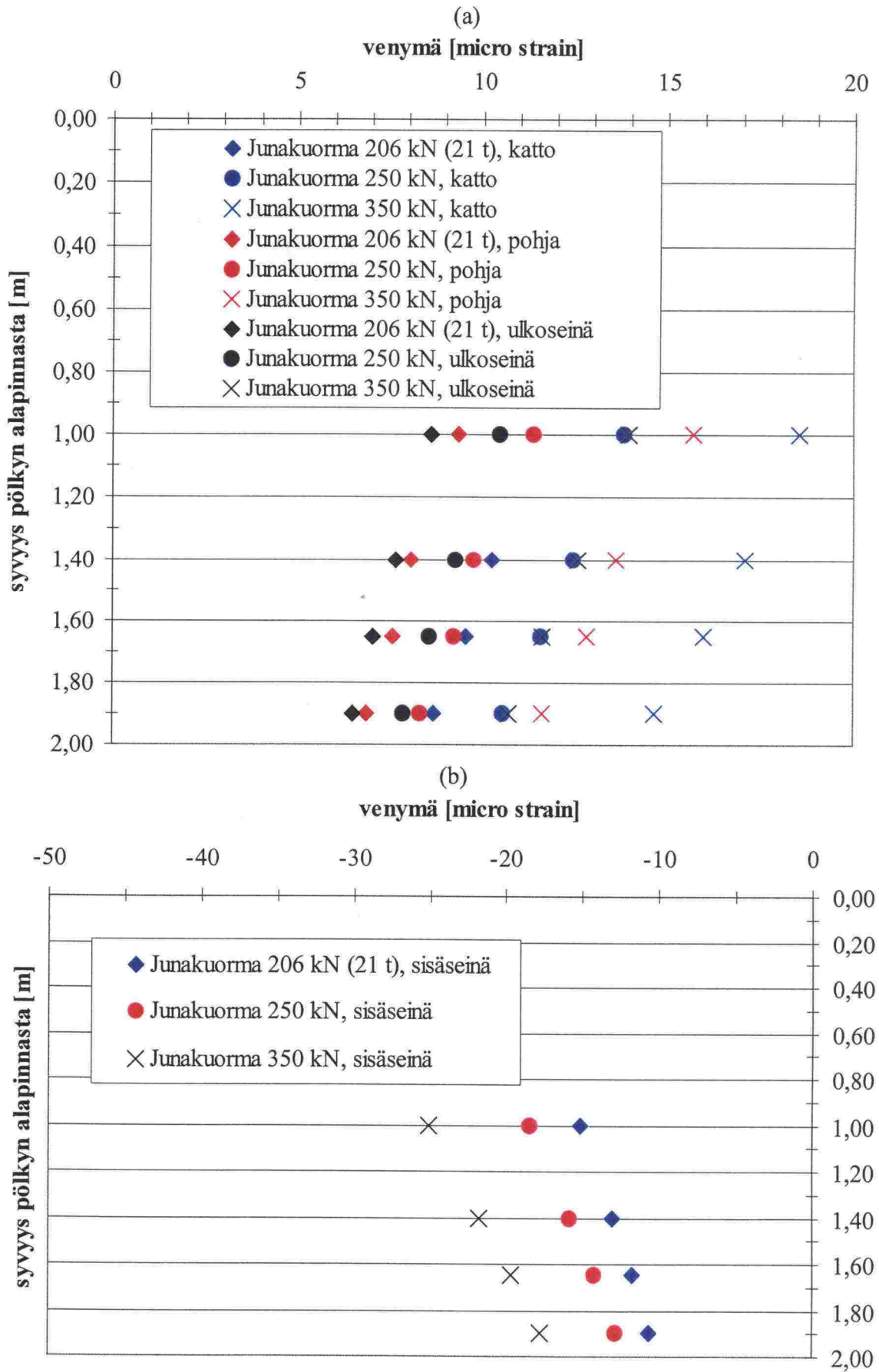




Kuva 7.6:4 Maan omasta painosta aiheutuneet sisäseinän venymät.

Kuvasta 7.6:4 havaitaan puristuspuolen venymien lineaarinen käyttäytyminen. Puristuspuolen venymien itseisarvot ovat suurempia kuin kuvassa 7.6:3 esitettyjen vetopuolen venymien arvot. Junakuormasta aiheutuneilla rummun mitatuilla venymillä puristuspuolen venymien itseisarvot ovat myös suurempia kuin vetopuolen venymät (kuvat 7.3:3–7.3:4).

Koska rummun kestävyyttä toistokuormituksessa arvioidaan lähinnä junakuorman perusteella, kuvassa 7.6:5a esitetään vetopuolen venymiä erilaisilla juna- eli akselikuormilla. Kärjellään oleva neliö esittää 206 kN (21 t) junakuormaa. Ympyrällä on merkitty 250 kN akselikuormaa ja rastilla 350 kN akselikuormaa. 350 kN akselikuormalla lasketut tulokset ovat vain suuntaa antavia, sillä siinä oletetaan maan käyttäytyvän myös lineaarisen kimmoisasti kuten alemmillakin akselikuormilla. Kuvassa 7.6:5b esitetään vastaavasti sisäseinän venymiä edellä mainituilla akselikuormilla.



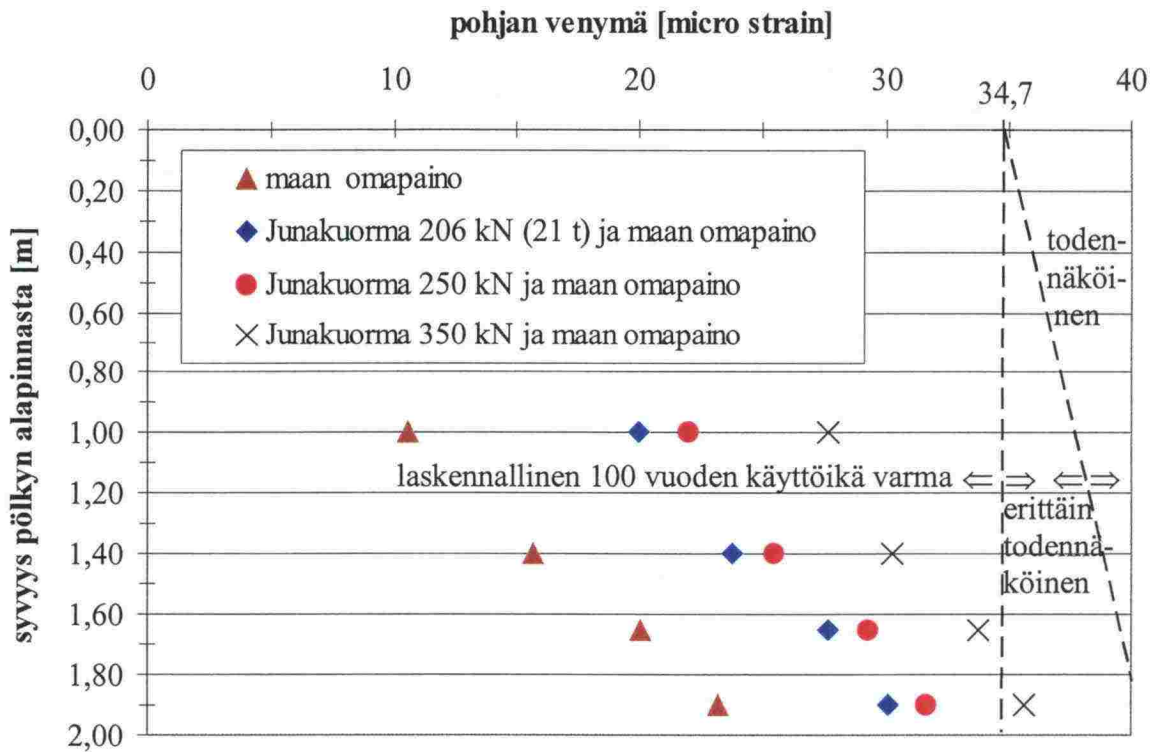
Kuva 7.6:5 Tutkittavien pisteiden (a) vetopuolen ja (b) puristuspuolen venymiä.





Kuvasta 7.6:6 havaitaan laskennallisen 100 vuoden käyttöiän toteutuvan varmasti metrin syvyyteen asennetuilla rummuilla kaikilla tutkituilla akselikuormilla. 1,4 m syvyyteen asennetuilla rummuilla laskennallinen 100 vuoden käyttöikä saavutetaan varmasti, jos suurin akselikuorma rajoitetaan noin 300 kN asti. 1,65 m syvyydellä 100 % varmuus 100 vuoden käyttöiän pituudesta rajaa suurimman sallitun akselikuorman alle 250 kN. 1,9 m peitesyvyydellä ei voida antaa täyttä laskennallista varmuutta 100 vuoden käyttöiästä nykyisin käytössä olevilla akselipainoilla.

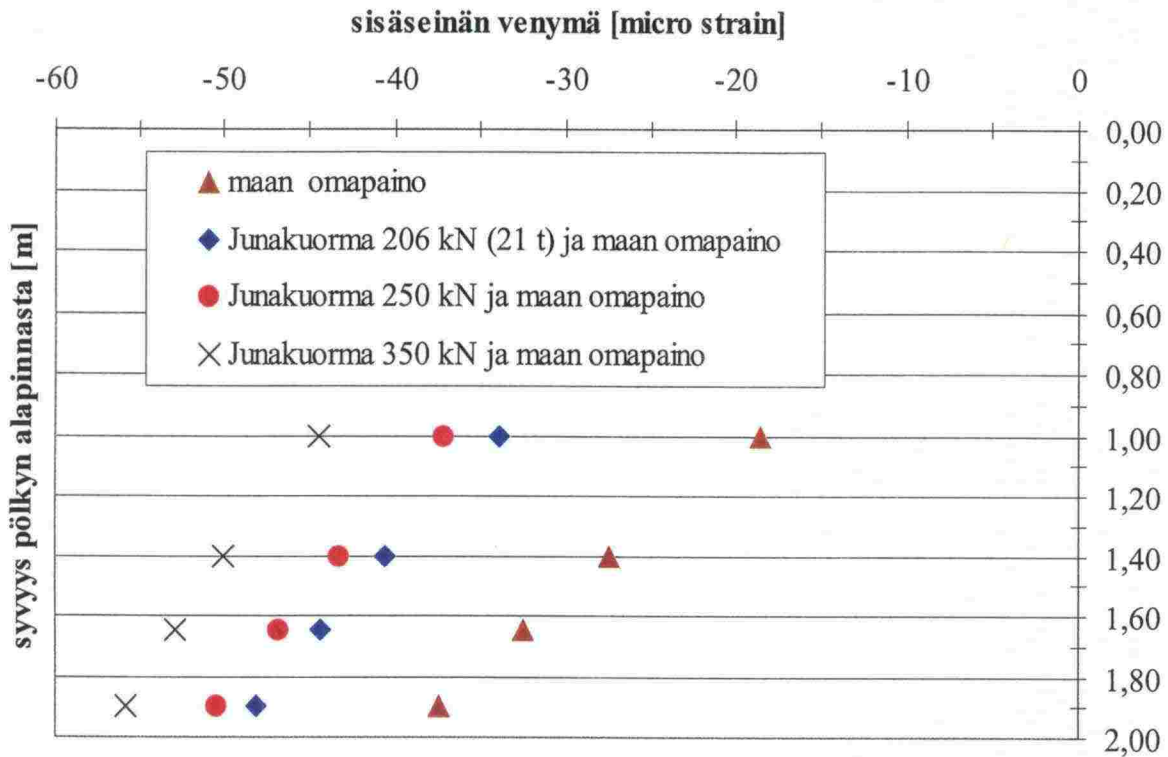
Tarkistetaan metrin syvyyteen asennetun putken kokonaisvenymät rummun pohjan osalta kuvasta 7.6:7.



Kuva 7.6:7 Pohjan kokonaisvenymät.

Kuvasta 7.6:7 havaitaan metrin peitesyvyyteen asennetun putken pohjan kokonaisvenymien toteuttavan 100 vuoden laskennallisen käyttöiän varmasti. Kuva 7.6:7 varmistaa myös sen, että Toijalan koekohteessa käytetylle rumpuputkelle mitoittavaksi kuviksi muodostuvat 7.6:5a ja 7.6:6.

Esimerkinomaisesti esitetään vielä rummun sisäseinän kokonaisvenymät kuvassa 7.6:8, vaikka niillä ei ole mitoittavaa merkitystä.

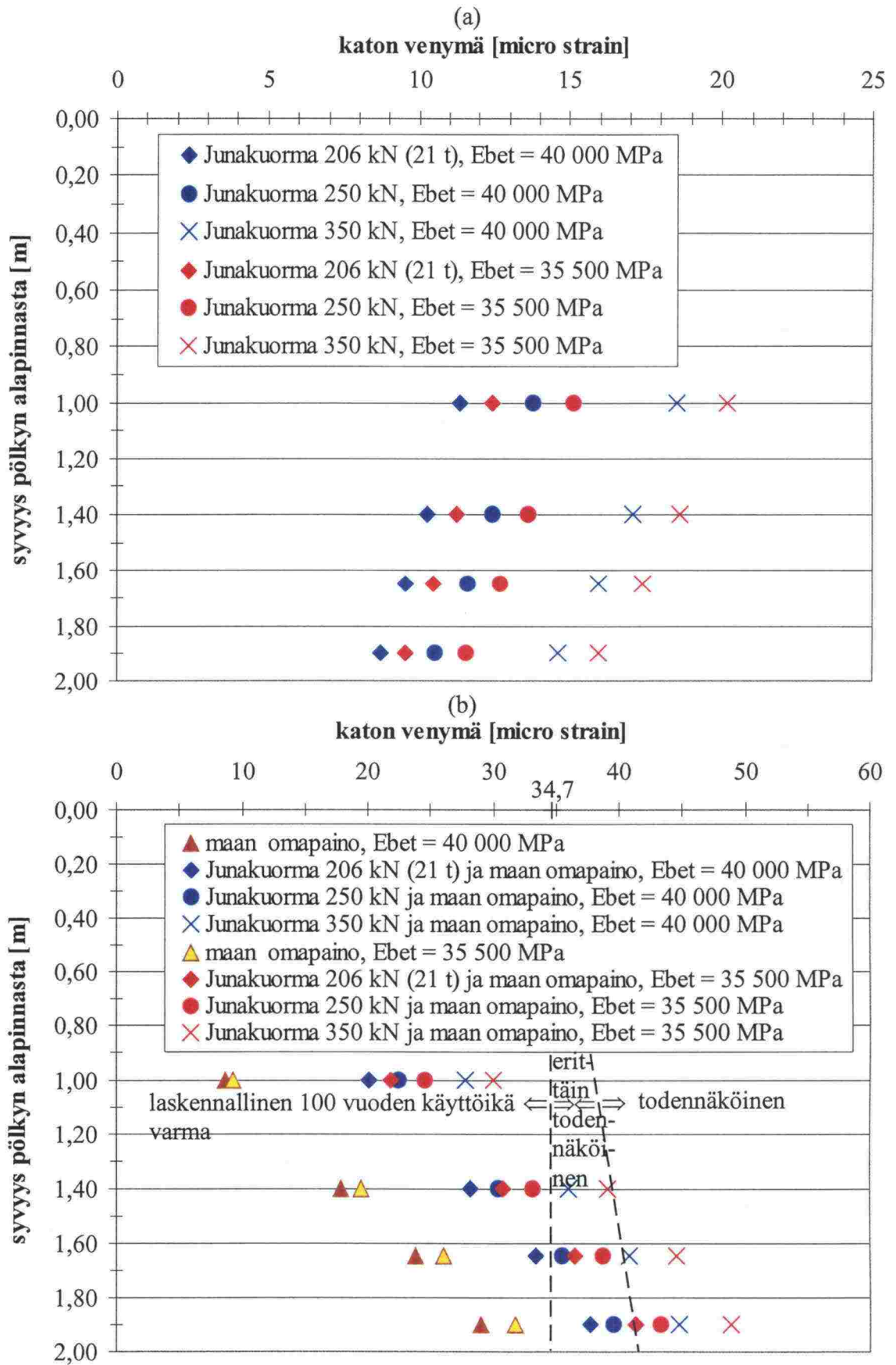


Kuva 7.6:8 Sisäseinän kokonaisvenymät.

Kuvasta 7.6:8 havaitaan, kuinka itseisarvoltaan suurin sisäseinän venymä yltää yli 55  $\mu$ strainin.

### 7.6.3 Halkaisijaltaan 800 mm jalallisten rumpuputkien vertailu kahdella betonin kimmomoduulin arvolla.

Toijalan ja Tampereen koekohteiden rummut eroavat toisistaan kokonsa lisäksi myös materiaalilujuuksiltaan eli kimmomoduulin  $E$  osalta. Molempien rumpujen särökuormaa vastaava venymä oletetaan myös samaksi. Tällöin molemmat rummut voidaan kategorioida taulukon 7.5:1 ja 7.1:1 avulla. Koska tiedetään kappaleen 7.6.2 perusteella halkaisijaltaan 800 mm jalallisen rummun mitoittavaksi tekijäksi rummun katon venymät, tarkastellaan ainoastaan molempien rumpujen katon junakuormasta (kuva 7.6:9a) ja kokonaiskuormasta (kuva 7.6:9b) aiheutuvia venymiä.



Kuva 7.6:9 Katon venymät (a) junakuormasta ja (b) maasta sekä junakuormasta.

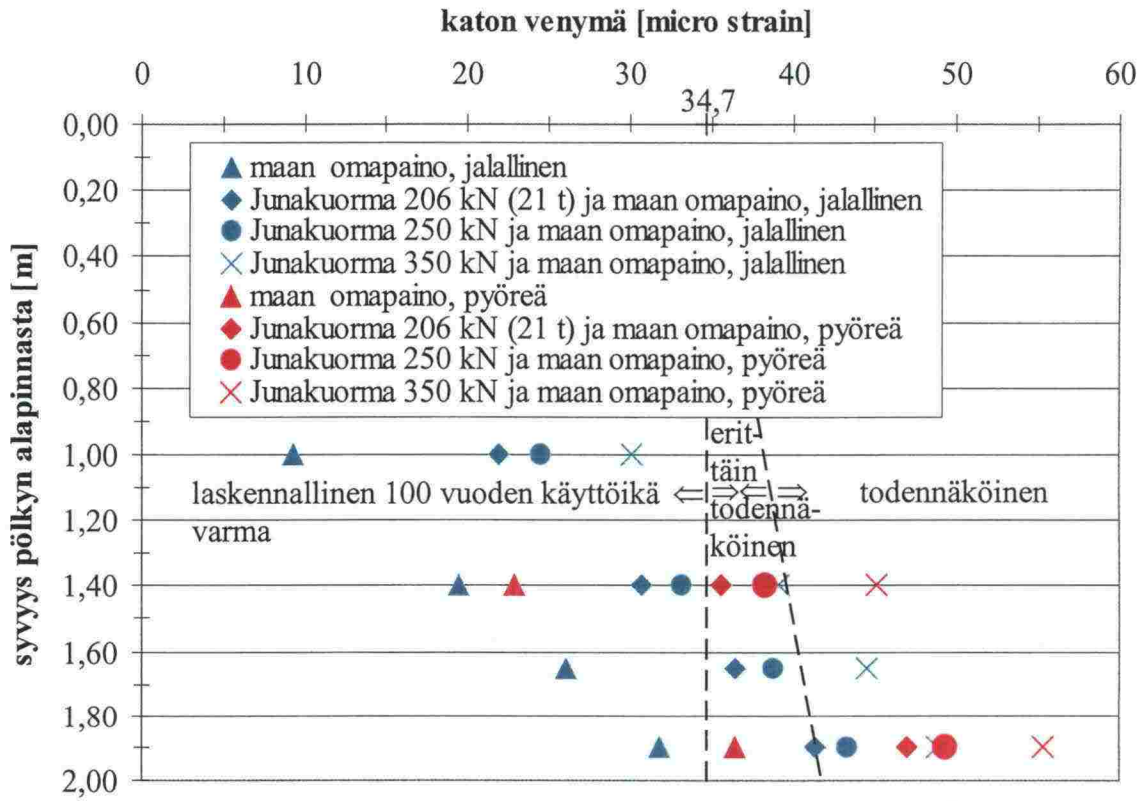


Kuvasta 7.6:9a havaitaan hyvin, kuinka kaikki junakuormasta aiheutuneet venymät jäävät alle 34,7  $\mu$ strainin. Metrin syvyydellä olevissa rummuissa pienemmän ja suuremman betonin kimmomoduulin omaavien rumpujen katon venymäero 206 kN akselikuormalla on 1,08  $\mu$ strainiä, 250 kN akselikuormalla 1,31  $\mu$ strainiä ja 350 kN akselikuormalla 1,67  $\mu$ strainiä. Vastaavat venymäerot 1,9 m syvyydellä ovat 206 kN akselikuormalla 0,83  $\mu$ strainiä, 250 kN akselikuormalla 1,04  $\mu$ strainiä ja 350 kN akselikuormalla 1,34  $\mu$ strainiä.

Koska kaikki pelkästä junakuormasta aiheutuneet venymät jäävät alle 34,7  $\mu$ strainin, rummun laskennallisen 100 vuoden käyttöikäkestävyyden ratkaisee kuvan 7.6:9b kokonaisvenymät. Laskennallinen 100 vuoden käyttöikä toteutuu metrin syvyydellä varmasti kaikilla tutkituilla akselipainoilla. 1,4 m syvyydellä kummallakin betonin kimmomoduulin arvolla rummut toteuttavat 100 vuoden käyttöikävaatimuksen varmasti aina 250 kN akselipainoon asti. 350 kN akselipainolla käyttöikäluokitus tippuu erittäin todennäköiseen luokkaan. 1,65 metrin syvyydellä 206 kN akselikuorman kestää varmasti putki, jonka kimmomoduuli on 40 000 MPa, mutta ei enää putki, jonka kimmomoduuli on 35 500 MPa. Molempien putkien käyttöikäluokitus tippuu 350 kN akselikuormalla todennäköiseen 1,65 metrin syvyydellä. 1,9 m syvyydellä pienemmän kimmomoduulin omaavan putken käyttöikäluokitus on todennäköinen jo 206 kN akselipainolla, kun vastaava luokitus saavutetaan suuremman kimmomoduulin omaavalla putkella yli 250 kN akselikuormilla.

#### **7.6.4 Halkaisijaltaan 800 mm jalallisen ja pyöreän rumpuputken vertailu betonin kimmomoduulin ollessa 35 500 MPa**

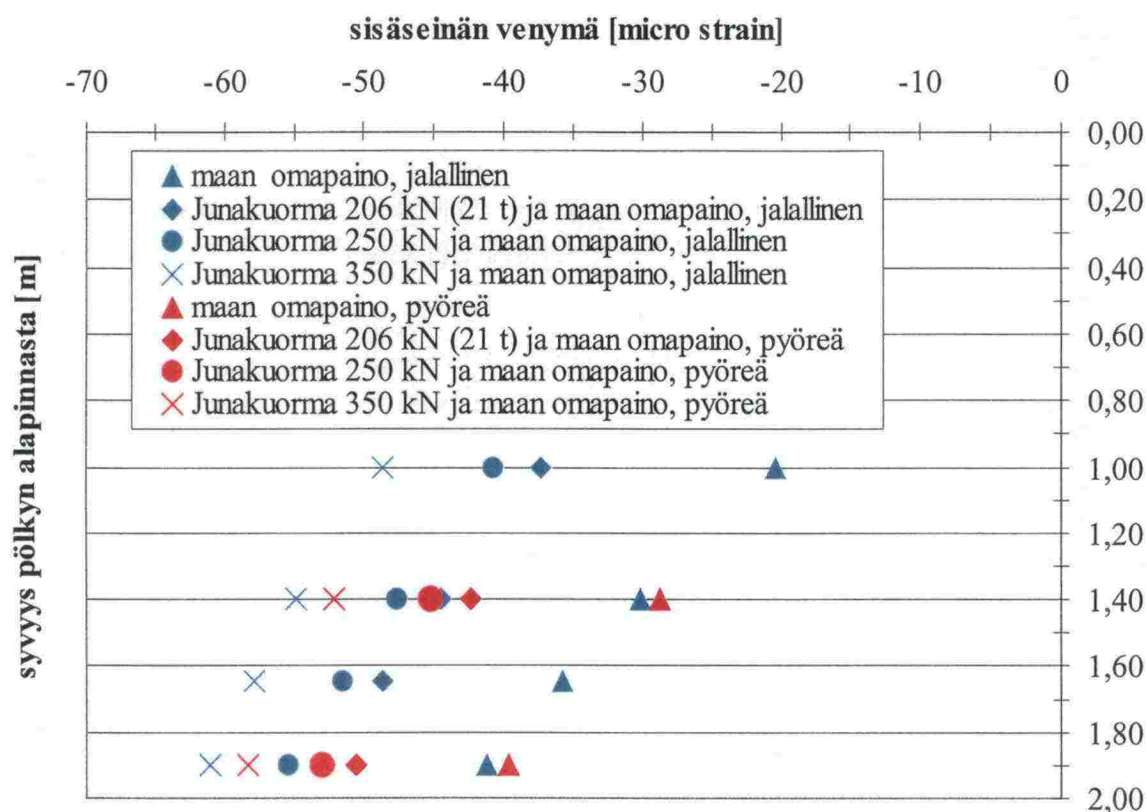
Jalallisen rumpuputken laskennallinen käyttöikäluokitus selviää kuvasta 7.6:9b. Kuvassa 7.6:10 esitetään jalallisen ja pyöreän rummun katon kokonaisvenymien vertailu, josta selviää myös molempien putkien käyttöikäluokitus.



Kuva 7.6:10 Rummun katon kokonaisvenymät.

Kuvasta 7.6:10 havaitaan, kuinka pyöreällä putkella rummun katon venymät ovat suuremmat kuin jalallisella putkella. Tämä vaikuttaa myös käyttöikäluokitukseen kuvan 7.6:10 tavoin.

Vertaillaan rumpujen sisäseinämien kokonaisvenymiä (kuva 7.6:11).



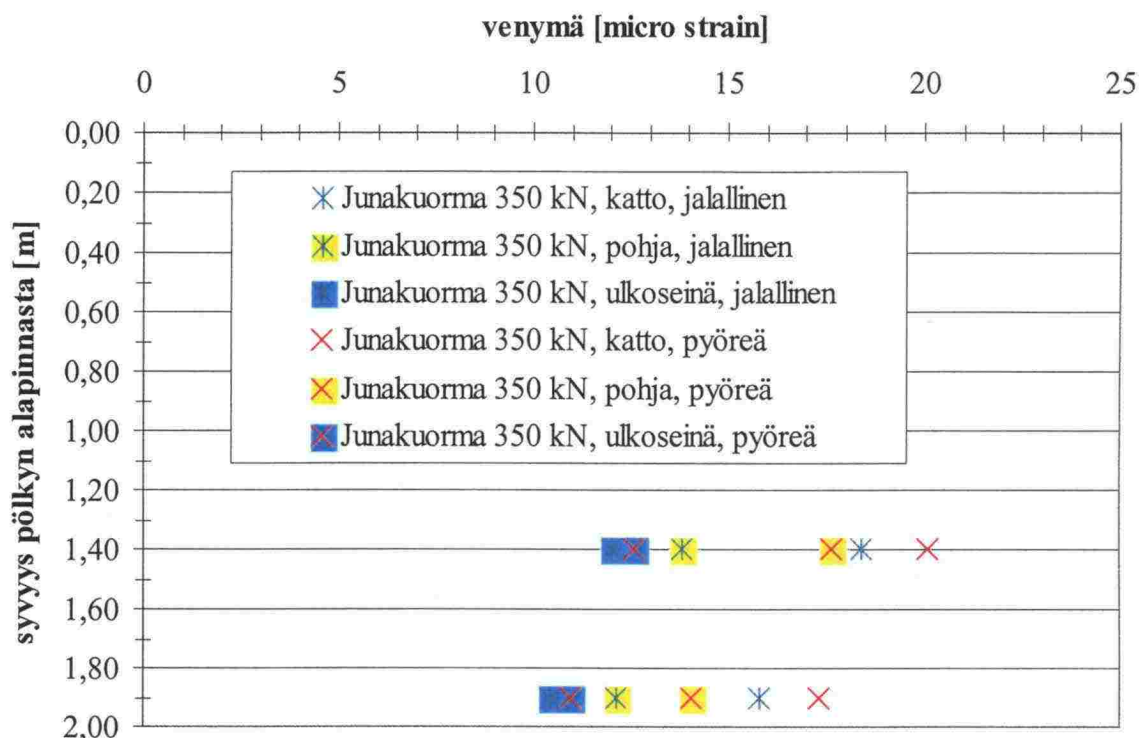
Kuva 7.6:11 Rummun sisäseinän kokonaisvenymät.

Kuvasta 7.6:11 havaitaan jalallisen rumpuputken sisäseinän venymät suuremmiksi kuin pyöreän putken venymät.

#### 7.6.5 Halkaisijaltaan 1000 mm jalallisen ja pyöreän rumpuputken vertailu betonin kimmomoduulin ollessa 35 500 MPa

Tutkimuksessa mukana olleet halkaisijaltaan 800 mm rumpuputkien betonin kimmoduulit olivat 40 000 MPa ja 35 500 MPa. Muut halkaisijakooltaan erilaiset rummut olivat betonin kimmomoduuliltaan 35 500 MPa. Jalallisen ja pyöreän rummun veto- puolen venymiä 350 kN akselipainolla tarkastellaan kuvassa 7.6:12

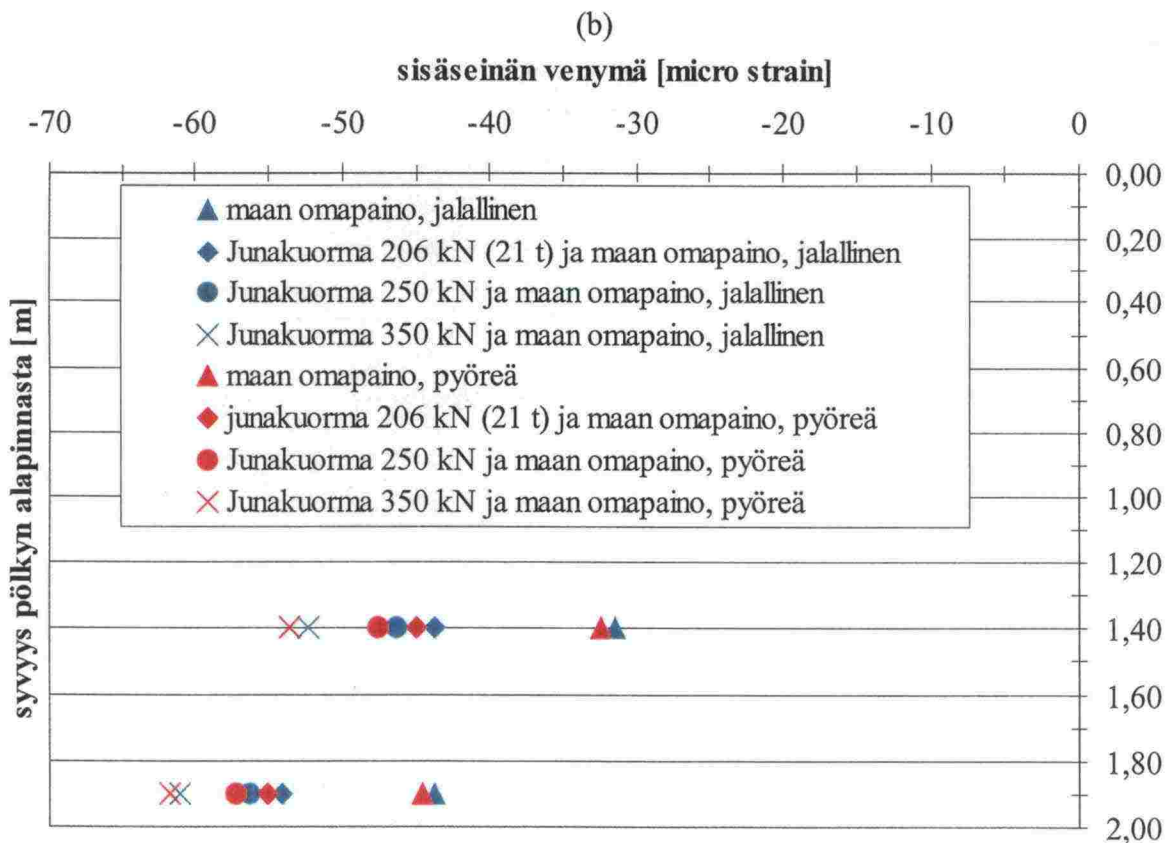
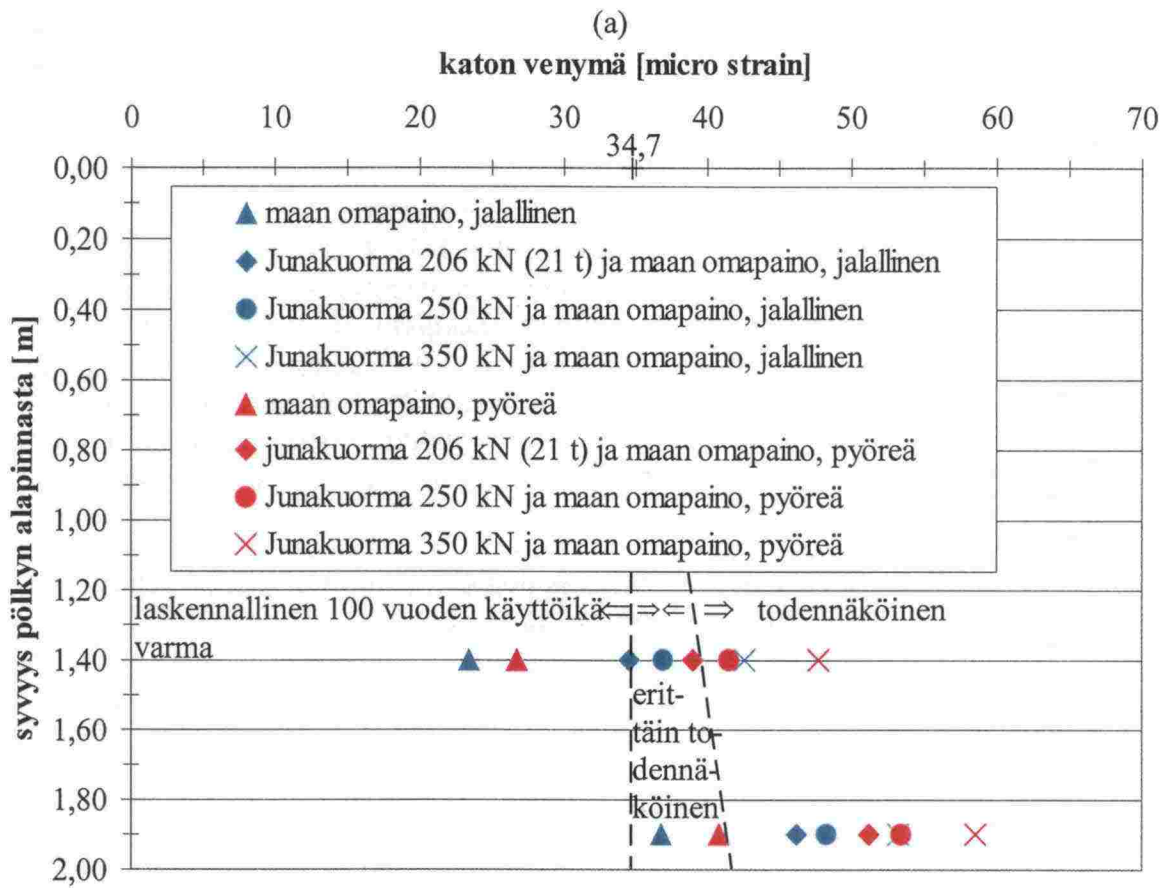




Kuva 7.6:12 Vetopuolen venymät 350 kN akselikuormasta.

Kuvasta 7.6:12 havaitaan kaikkien vetopuolen venymien jäävän alle 34,7  $\mu$ strainin. Molemmilla tarkastelluilla peitesyvyyksillä ja molemmilla putken muodoilla katon venymät muodostuvat määräävimiksi. Pienimmät venymät ovat ulkoseinällä. Suurimman ja pienimmän venymän erotus pyöreällä putkella 1,4 m syvyydessä on 7,5  $\mu$ strainiä. Jalallisella putkella vastaava venymäero on 6,4  $\mu$ strainiä. 1,9 m syvyydessä vastaavat venymäerot ovat pyöreällä putkella 6,4  $\mu$ strainiä ja jalallisella putkella 5,3  $\mu$ strainiä.

Koska suurimmat venymät junakuormasta aiheutuivat rummun kattoon, tarkastellaan katon kokonaisvenymiä rumpujen käyttöikäluokituksen määrittämiseksi (kuva 7.6:13a). Kuvassa 7.6:13b esitetään molempien rumpujen sisäseinän kokonaisvenymiä.

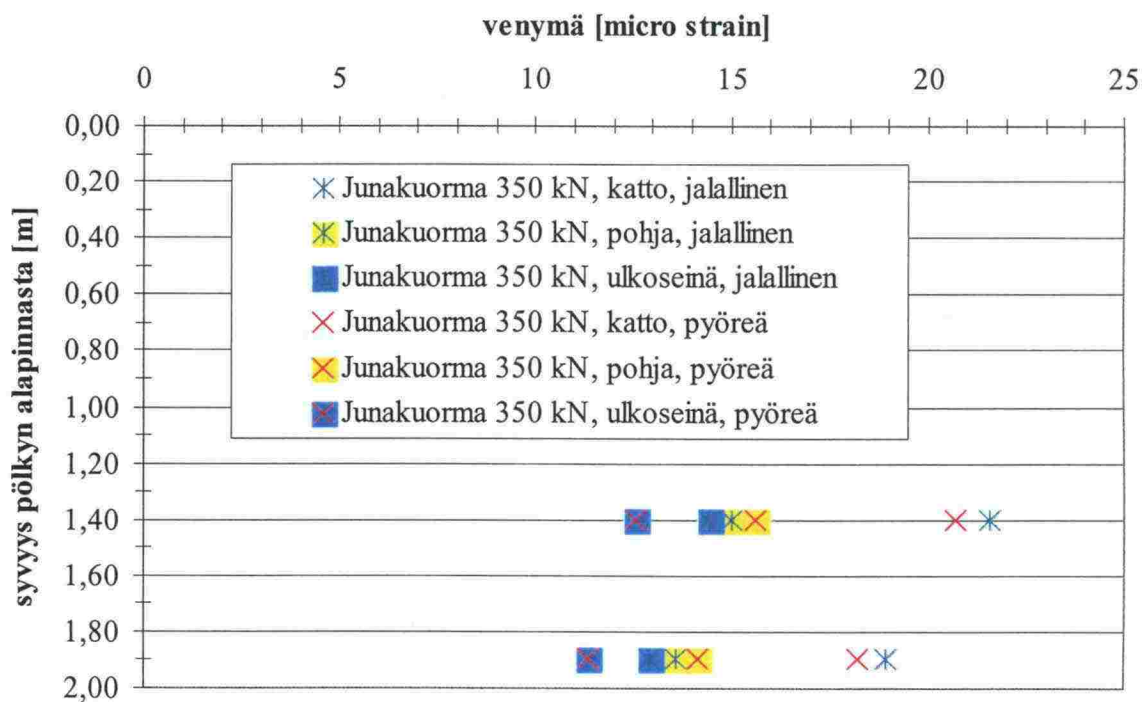


Kuva 7.6:13 (a) Katon ja (b) sisäseinän kokonaisvenymät.

Kuvasta 7.6:13a havaitaan, että 1,4 m syvyyteen asennettujen jalallisten rumpujen laskennalliseksi käyttöikäluokitukseksi tulee erittäin todennäköinen, kun kuormittava akseliakselipaino on alle 300 kN. 350 kN akselikuormalla jalallisen putken laskennalliseksi käyttöikäluokitukseksi tulee todennäköinen. Pyöreällä putkella 1,4 m peitesyvyydellä suurin kokonaisvenymä 206 kN ja 250 kN junakuormilla on kuitenkin pohjassa. Erot katon venymiin ovat 0,38 ja 0,04  $\mu$ strainia. Käyttöikäluokitukseksi tulee kuitenkin kuvan 7.6:13a mukainen erittäin todennäköinen 206 kN akselipainolla ja todennäköinen 250 kN akselipainolla. Suurimpien kokonaisvenymien esiintyminen katon sijasta pohjassa on mahdollista pienillä peitesyvyyksillä ja junakuormilla. 350 kN akselipainolla suurin kokonaisvenymä on 1,4 m syvyydellä katossa. 1,9 m metrin syvyydellä pyöreän ja jalallisen putken käyttöikäluokitus on kaikilla tutkituilla akselipainoilla todennäköinen. Kuva 7.6:13b poikkeaa halkaisijaltaan 800 mm putkien vastaavasta kuvasta (kuva 7.6:11) siinä, että suurimmat puristusjäännitykset syntyvät sisäseinämässä pyöreälle eikä jalalliselle putkelle.

#### 7.6.6 Halkaisijaltaan 1200 mm jalallisen ja pyöreän rumpuputken vertailu betonin kimmomoduulin ollessa 35 500 MPa

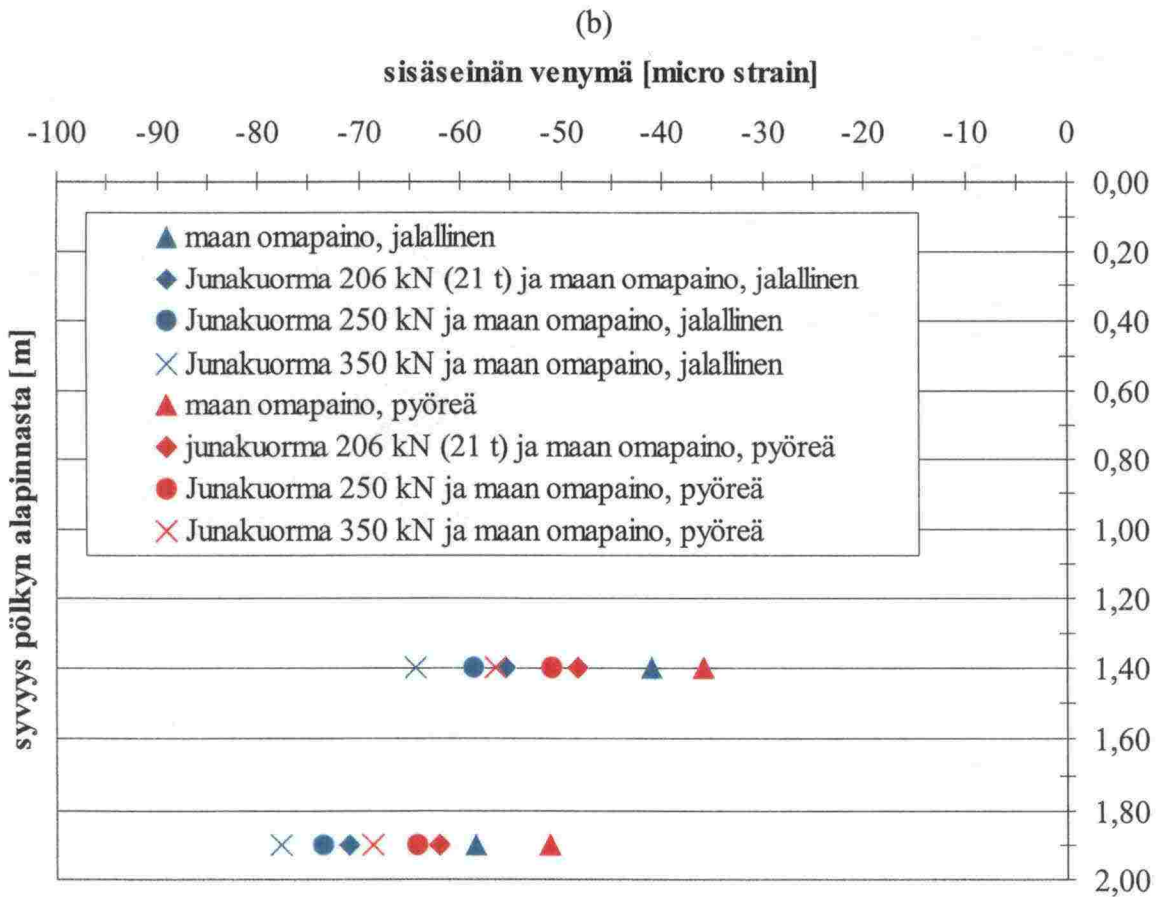
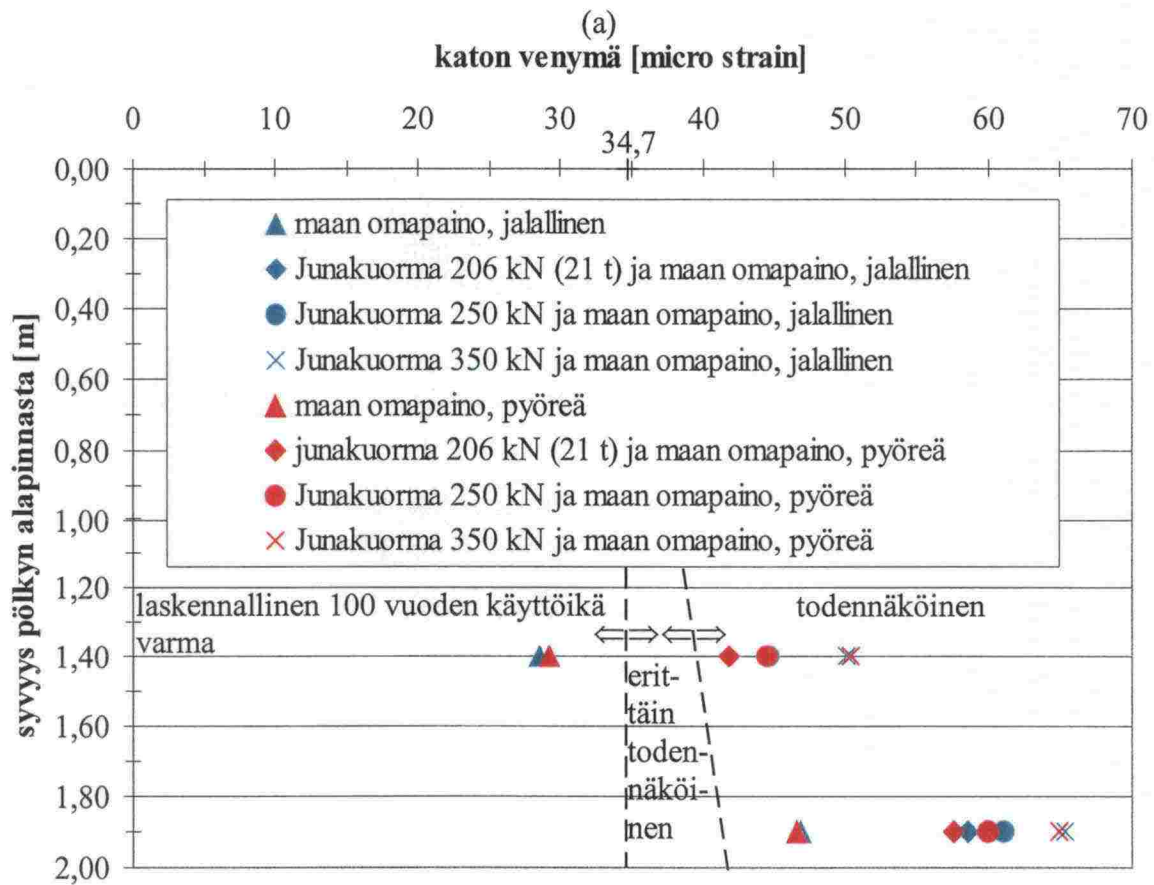
Tarkastellaan aluksi kappaleen 7.6.5 tapaan rummun vetopuolen venymiä katossa, pohjassa ja ulkoseinässä 350 kN akselikuormalla (kuva 7.6:14).



Kuva 7.6:14 Vetopuolen venymät 350 kN akselikuormasta.

Kuvasta 7.6:14 havaitaan kaikkien venymien jäävän alle 34,7  $\mu$ strainin. Suurimmat venymät syntyvät molempien rumpujen kattoon. Jalallisella putkella venymät ovat nyt suuremmat kuin pyöreällä putkella. Koska katon venymät ovat määräävimmit, tarkastellaan katon kokonaisvenymiä (kuva 7.6:15a) käyttöikäluokituksen määrittämiseksi. Kuvassa 7.6:15b esitetään vielä sisäseinämän kokonaisvenymät molemmille putkille.



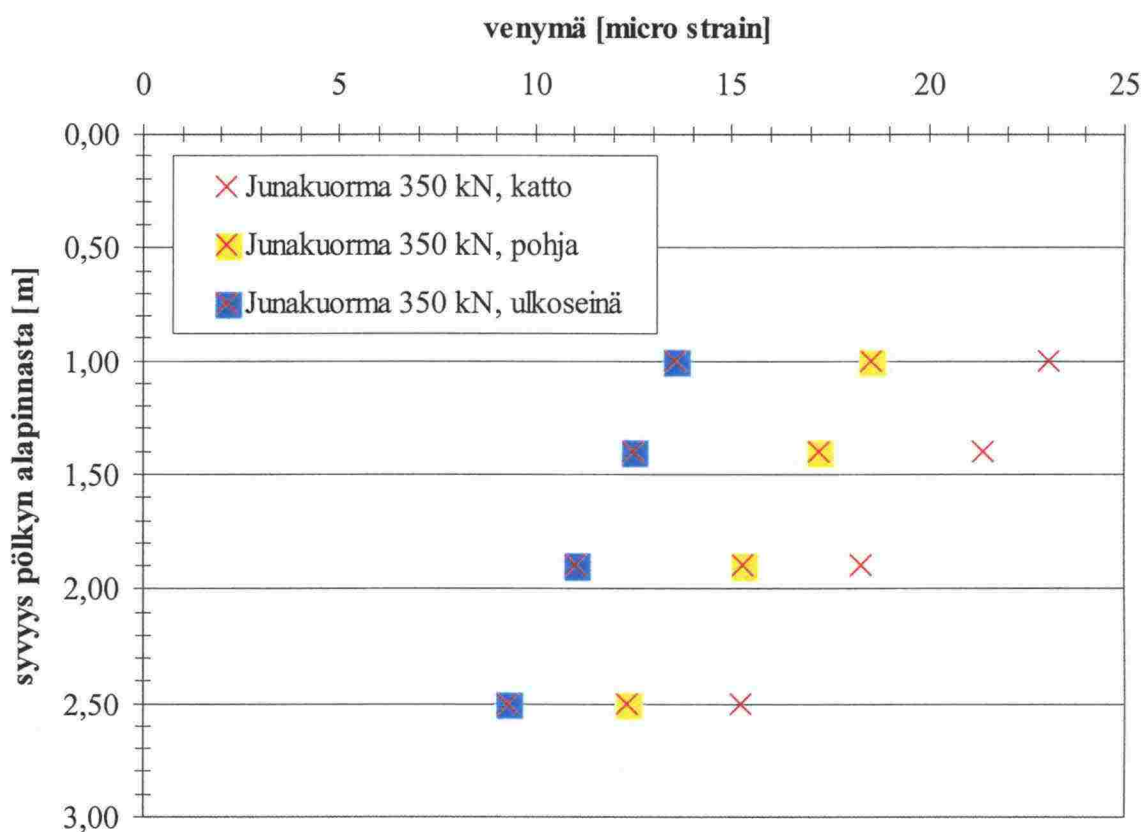


Kuva 7.6:15 (a) Katon ja (b) sisäseinän kokonaisvenymä.

Halkaisijaltaan 1200 mm rumpuputkille suurimmat kokonaisvenymät syntyvät pyöreillä ja jalallisilla putkilla sekä molemmilla tutkituilla peitesyvyyksillä kattoon. Kuvasta 7.6:15a havaitaan, kuinka kaikilla tutkituilla akselipainoilla ja molemmilla peitesyvyyksillä laskennalliseksi 100 vuoden käyttöikäluokitukseksi tulee todennäköinen. Kuvasta 7.6:15a havaitaan myös, kuinka jalallisen putken kokonaisvenymät ovat suuremmat kuin pyöreän putken 1,9 m syvyydessä. 1,4 metrin syvyydessä pyöreän putken kokonaisvenymät ovat vastaavasti suuremmat. Jalallisen putken sisäseinän venymät ovat kuvan 7.6:15b mukaan itseisarvoiltaan suuremmat kuin pyöreän putken venymät molemmilla peitesyvyyksillä.

#### 7.6.7 Halkaisijaltaan 1400 mm pyöreä rumpuputki betonin kimmomoduulin ollessa 35 500 MPa

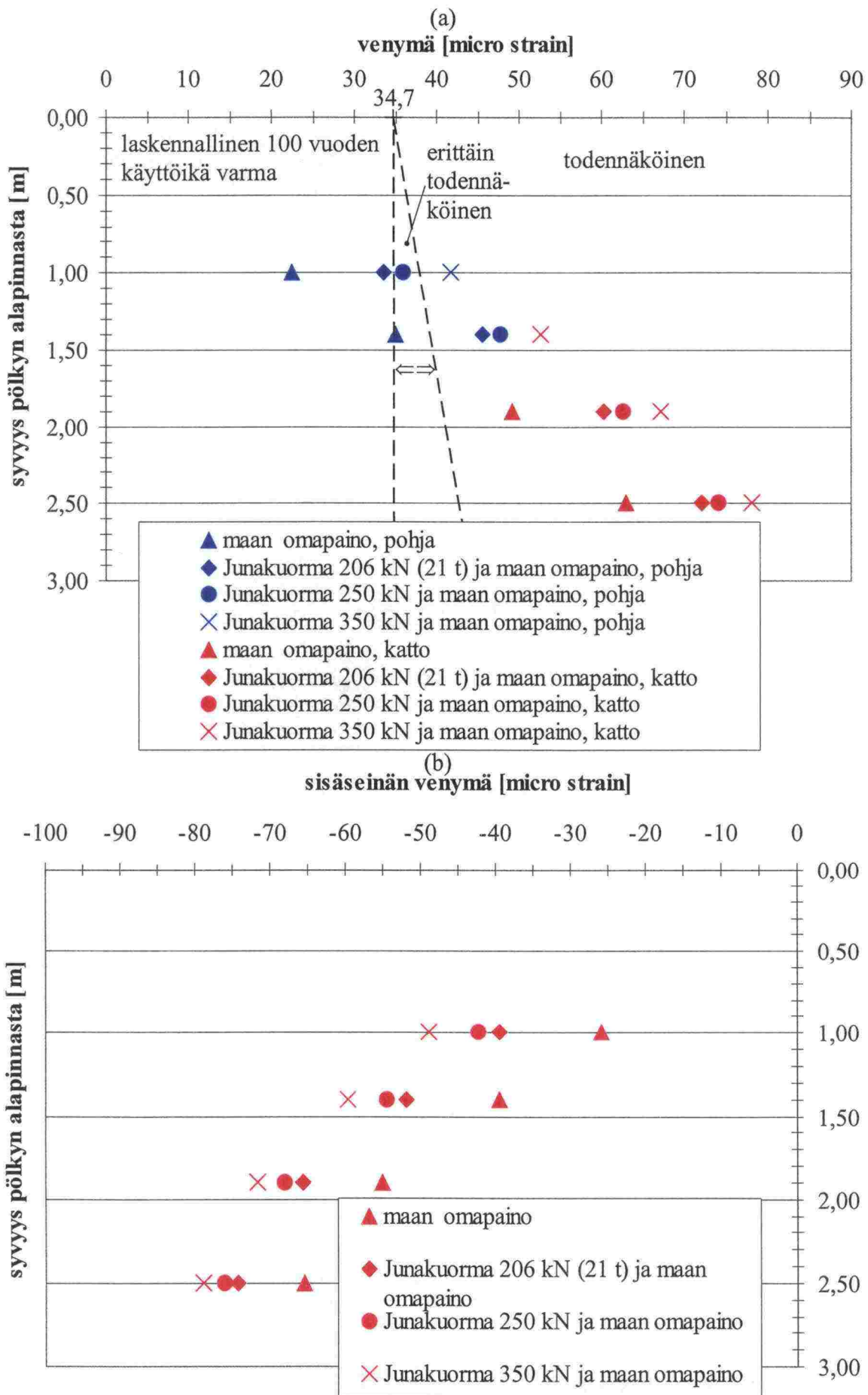
Halkaisijaltaan 1400 mm rumpuputkea ei valmisteta Abetonilla muuta kuin pyöreänä. Tutkitaan rummun vetopuolen venymiä 350 kN akselikuormalla (kuva 7.6:16)



Kuva 7.6:16 Vetopuolen venymät 350 kN akselikuormasta.

Kuvasta 7.6:16 havaitaan kaikkien vetopuolen venymien jäävän alle 34,7  $\mu$ strainin. Halkaisijaltaan 1400 mm putkella suurimmat venymät junakuormasta syntyvät myös kattoon.

Kuvassa 7.6:17a esitetään rummun suurimmat vetopuolen kokonaisvenymät, sillä pienillä peitesyvyyksillä suurimmat venymät syntyvät katon sijasta pohjaan. Kuvassa 7.6:17b esitetään rummun sisäseinän kokonaisvenymät.



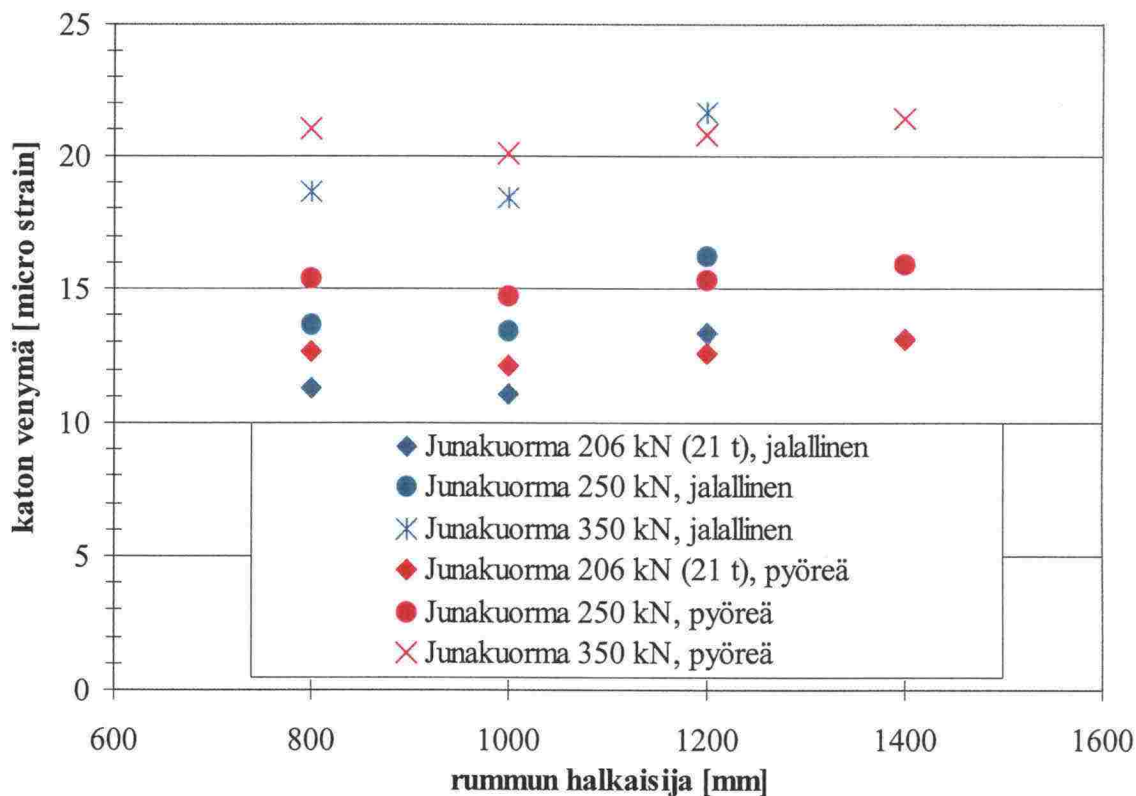
Kuva 7.6:17 (a) Katon ja (b) sisäseinän kokonaisvenymät.



Kuvasta 7.6:17a havaitaan, että rummun laskennallinen 100 vuoden käyttöikäluokitus 1,0 m syvyydellä on varma 206 kN akselipainolla. 250 kN akselipainolla käyttöikäluokitus tippuu erittäin todennäköiseen ja 350 kN akselipainolla todennäköiseen. 1,4 m ja sitä suuremmilla syvyyksillä kaikilla akselipainoilla käyttöikäluokitukseksi tulee todennäköinen. Kuvan 7.6:17a maan omanpainon ja 350 kN junakuorman eri syvyyksille aiheuttamia venymiä extrapoloimalla voidaan arvioida, että 100 vuoden laskennallinen käyttöikäluokitus ei toteudu koskaan syvemmällä kuin 3,5 m peitesyvyyksillä. Oletus voi toteutua myös käytännössä, jos pengeri ei holvaannu juna-kuorman vaikutuksesta. Kuvasta 7.6:17b havaitaan itseisarvoltaan suurimmaksi sisäseinän venymäksi 78,8  $\mu$ strainia.

### 7.6.8 Peitesyvyydellä 1,4 m olevat rumpuputket

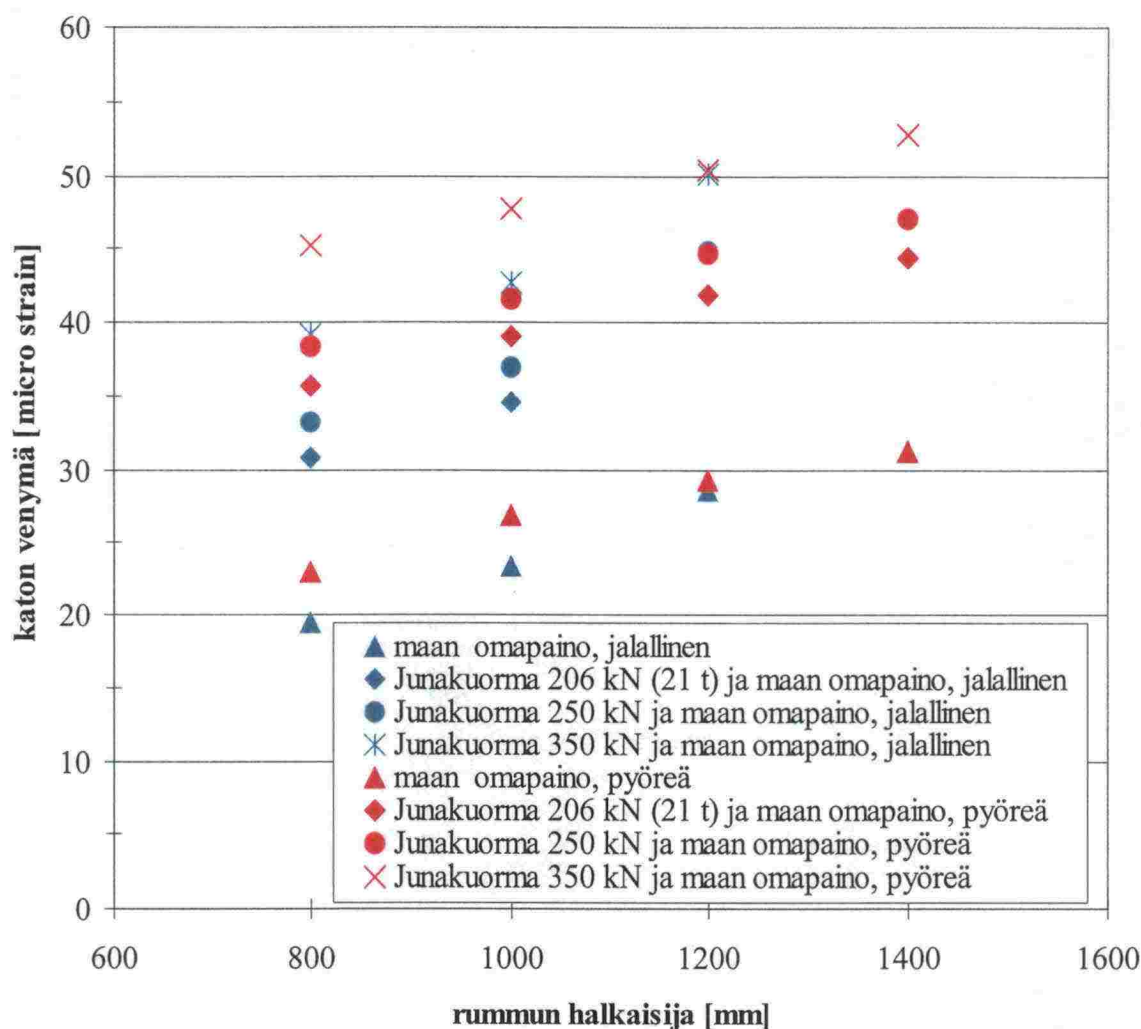
Tarkastellaan Abetonin valmistamia rumpuputkia 1,4 m peitesyvyydellä. Kuvassa 7.6:18 esitetään 1,4 m peitesyvyydellä olevien putkien katon venymiä erilaisista juna-kuormista.



Kuva 7.6:18 Katon venymät junakuormasta.

Kuvasta 7.6:18 selviää, kuinka suurin junakuormasta aiheutunut katon venymä on halkaisijaltaan 1200 mm jalallisella rumpuputkella. Pyöreillä putkilla suurin katon venymä on halkaisijaltaan 1400 mm putkella. Ero rumpuputkien katon venymissä halkaisijaltaan 1400 mm ja 800 mm pyöreällä rumpuputkella 350 kN junakuormalla on vain 0,4  $\mu$ strainia.

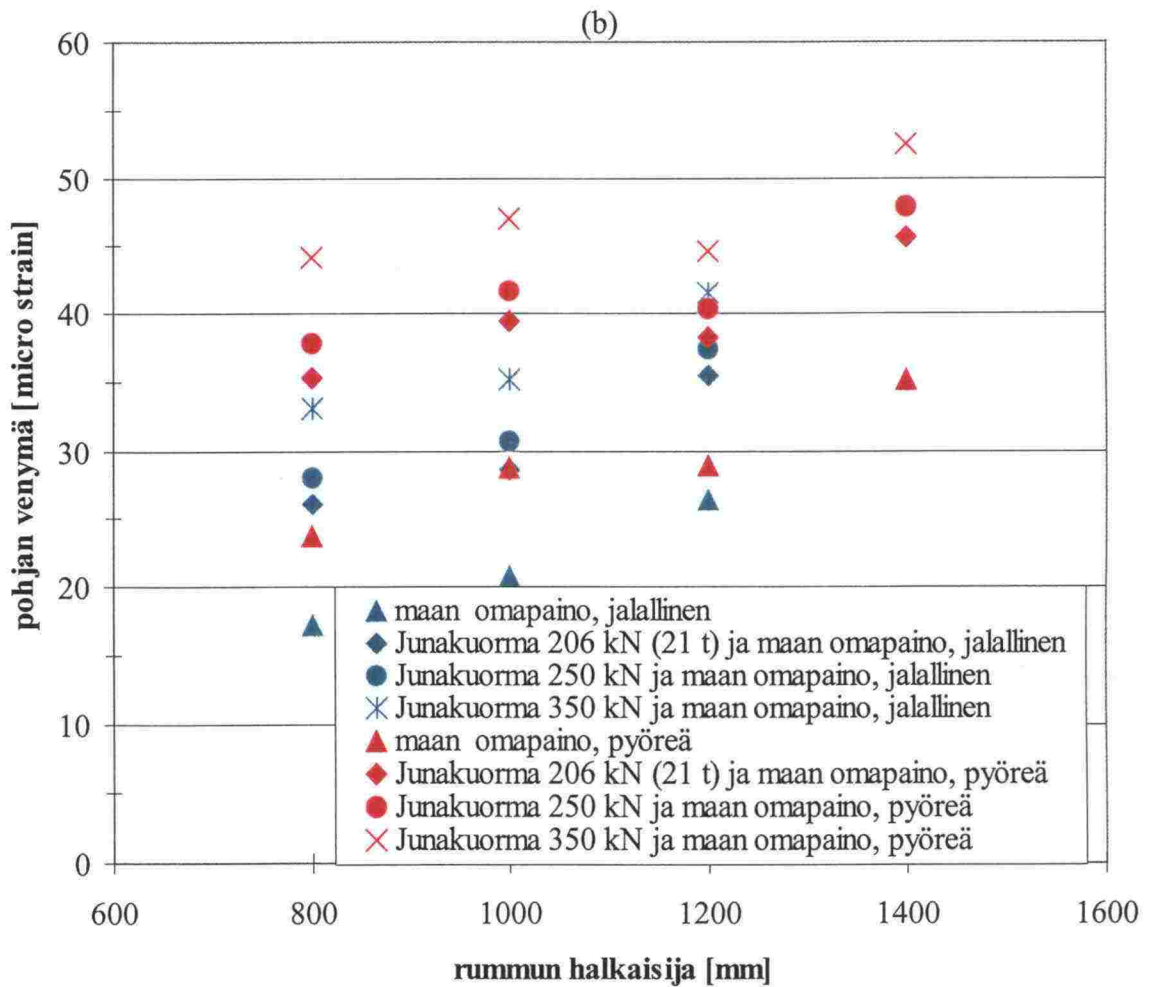
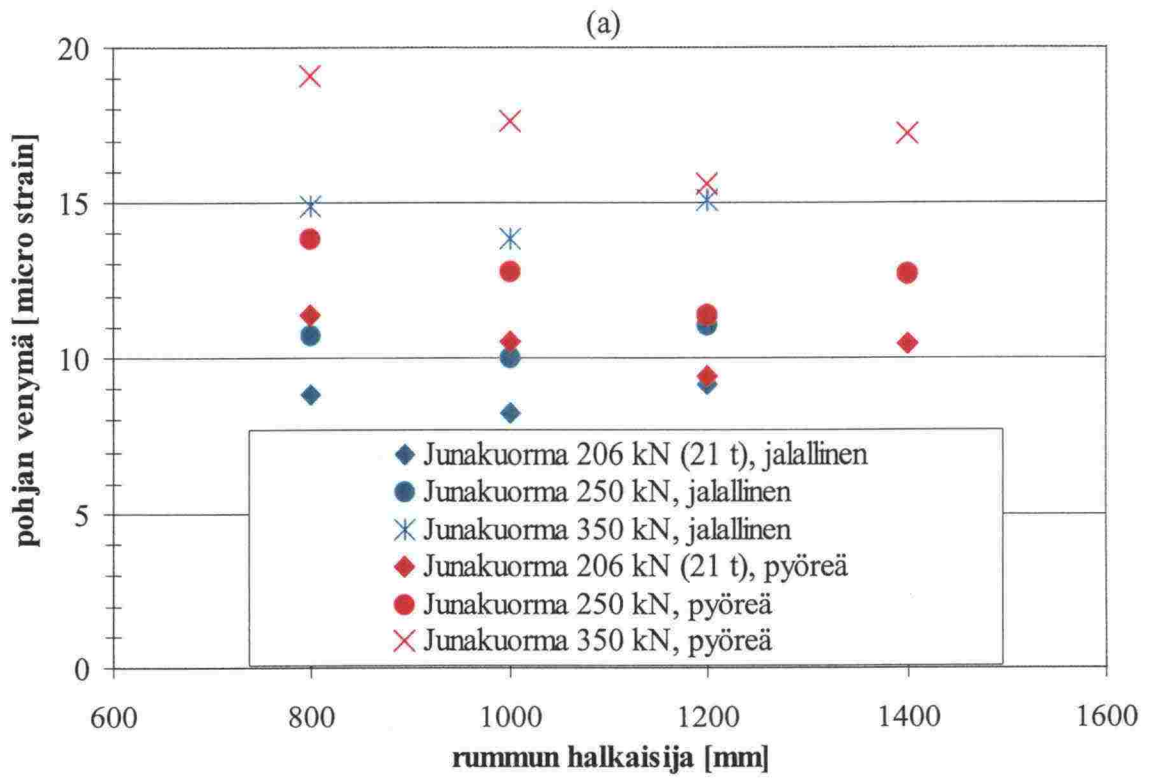
Kuvassa 7.6:19 esitetään katon kokonaisvenymät.



Kuva 7.6:19 Katon kokonaisvenymät.

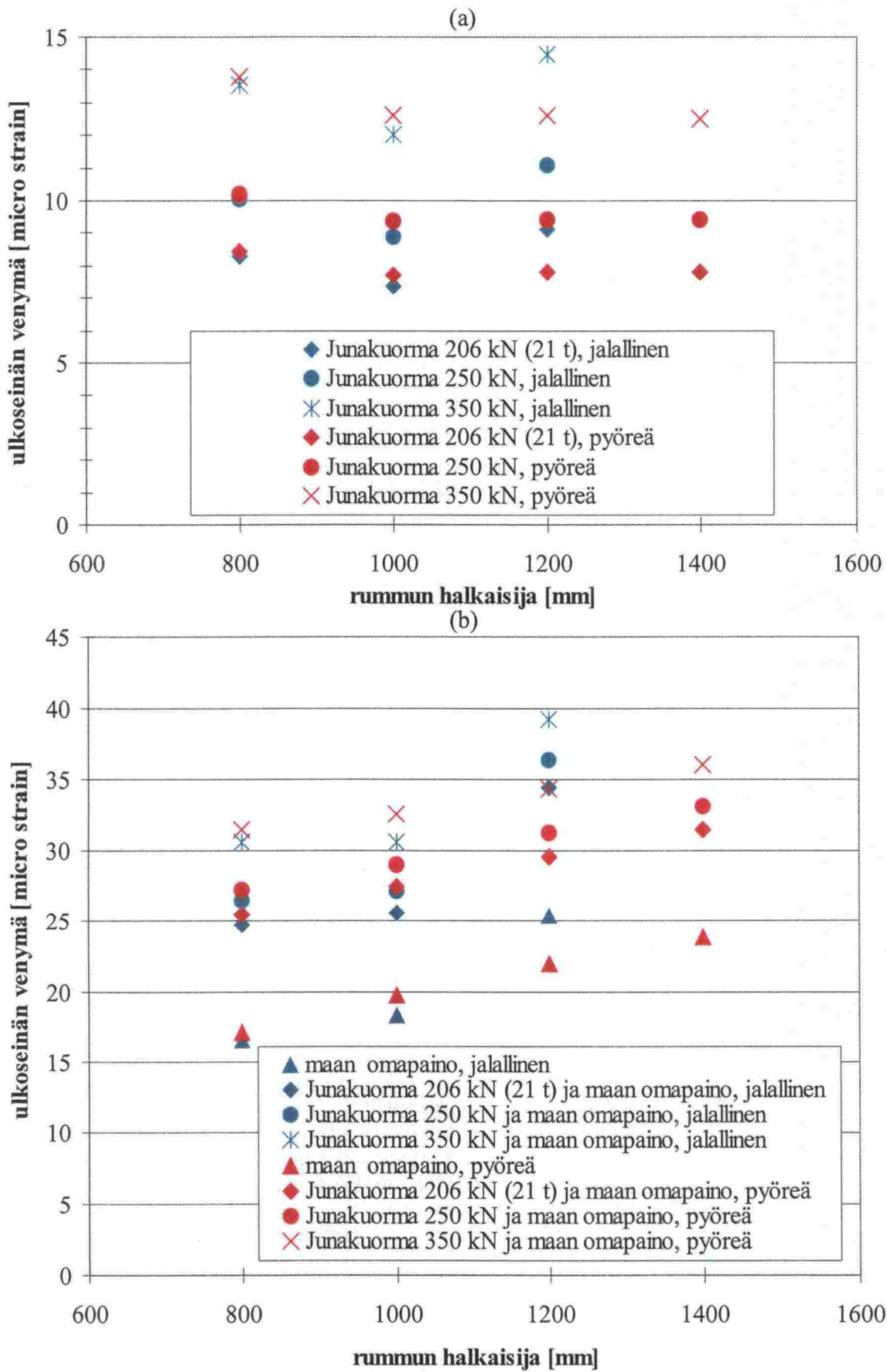
Kuvasta 7.6:19 havaitaan selkeästi, kuinka rummun halkaisijan kasvaessa maan omasta painosta aiheutuvat venymät kasvavat myös. Koska pelkästä junakuormasta aiheutuneet katon venymät ovat eri rumpukooilla lähes samat (kuva 7.6:18), myös kokonaisvenymät kasvavat rummun halkaisijan kasvaessa. Halkaisijaltaan 1200 mm putkella jalallisen ja pyöreän putken kokonaisvenymät ovat lähes samat.

Vertailun vuoksi esitetään kuvissa 7.6:20a–7.6:22b rummun pohjan, ulkoseinän ja sisäseinän suurimmat venymät. Kuvassa 7.6:20a esitetään rummun pohjan venymät pelkästä junakuormasta ja kuvassa 7.6:20b esitetään pohjan kokonaisvenymät. Kuvissa 7.6:21a ja b esitetään ulkoseinän vastaavista kuormituksista aiheutuneet venymät. Kuvissa 7.6:22a ja b esitetään puristuspuolelta eli rummun sisäseinältä kyseiset venymät.

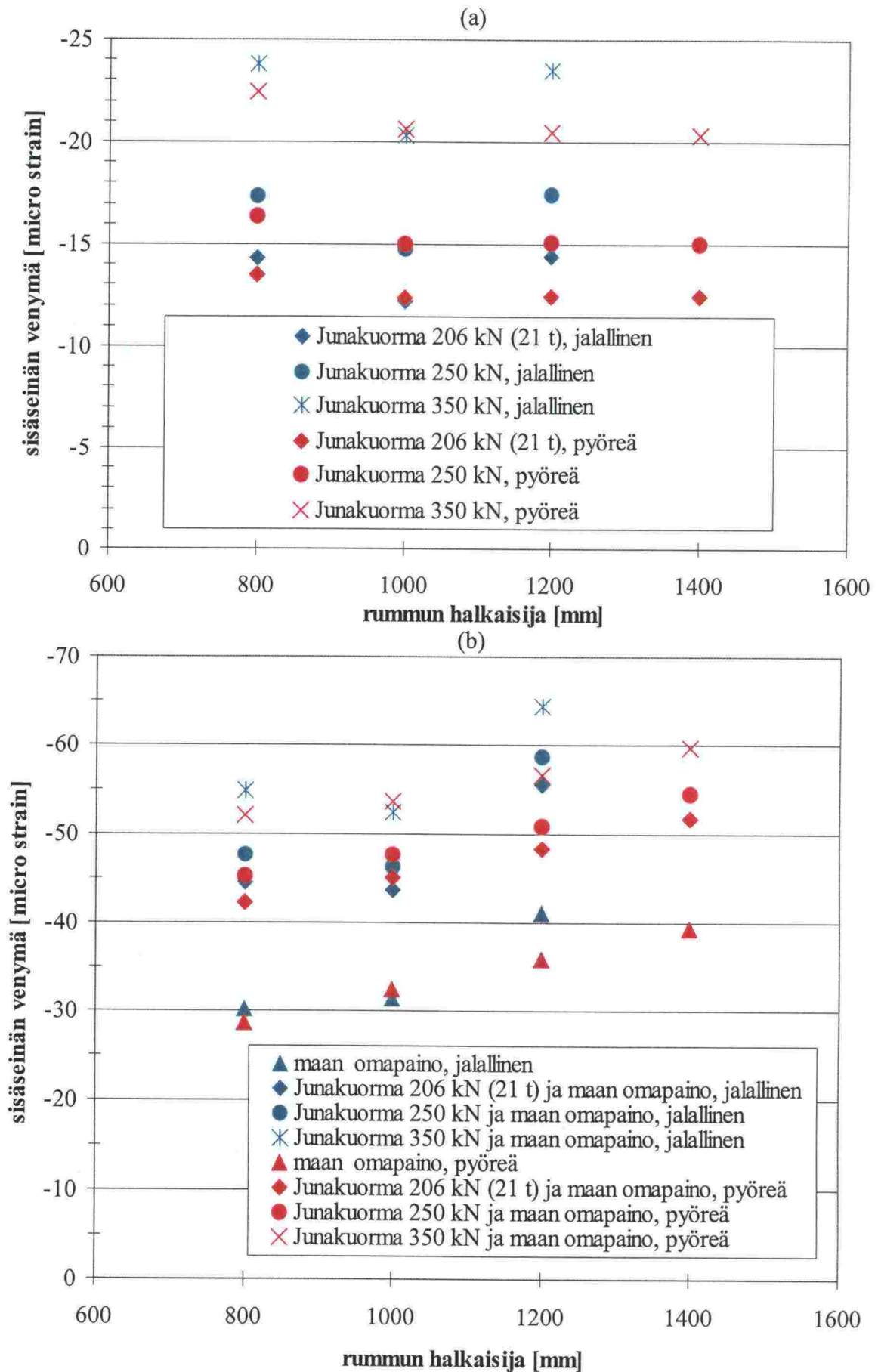


Kuva 7.6:20 Pohjan venymät (a) junasta ja (b) junasta + maasta.





Kuva 7.6:21 Ulkoseinän venymät (a) junasta ja (b) junasta + maasta.



Kuva 7.6:22 Sisäseinän venymät (a) junasta ja (b) junasta + maasta.

Kuvasta 7.6:20a havaitaan, kuinka suurimmat pohjan venymät pelkästä junakuormasta syntyvät halkaisijaltaan 800 mm pyöreälle putkelle ja pienimmät halkaisijaltaan 1000 mm jalalliselle putkelle. Kun otetaan huomioon myös maanpaino, ovat pohjan venymät suurimmat halkaisijaltaan 1400 mm pyöreällä putkella. Pienimmät pohjan venymät saavutetaan halkaisijaltaan 800 mm jalallisella putkella.

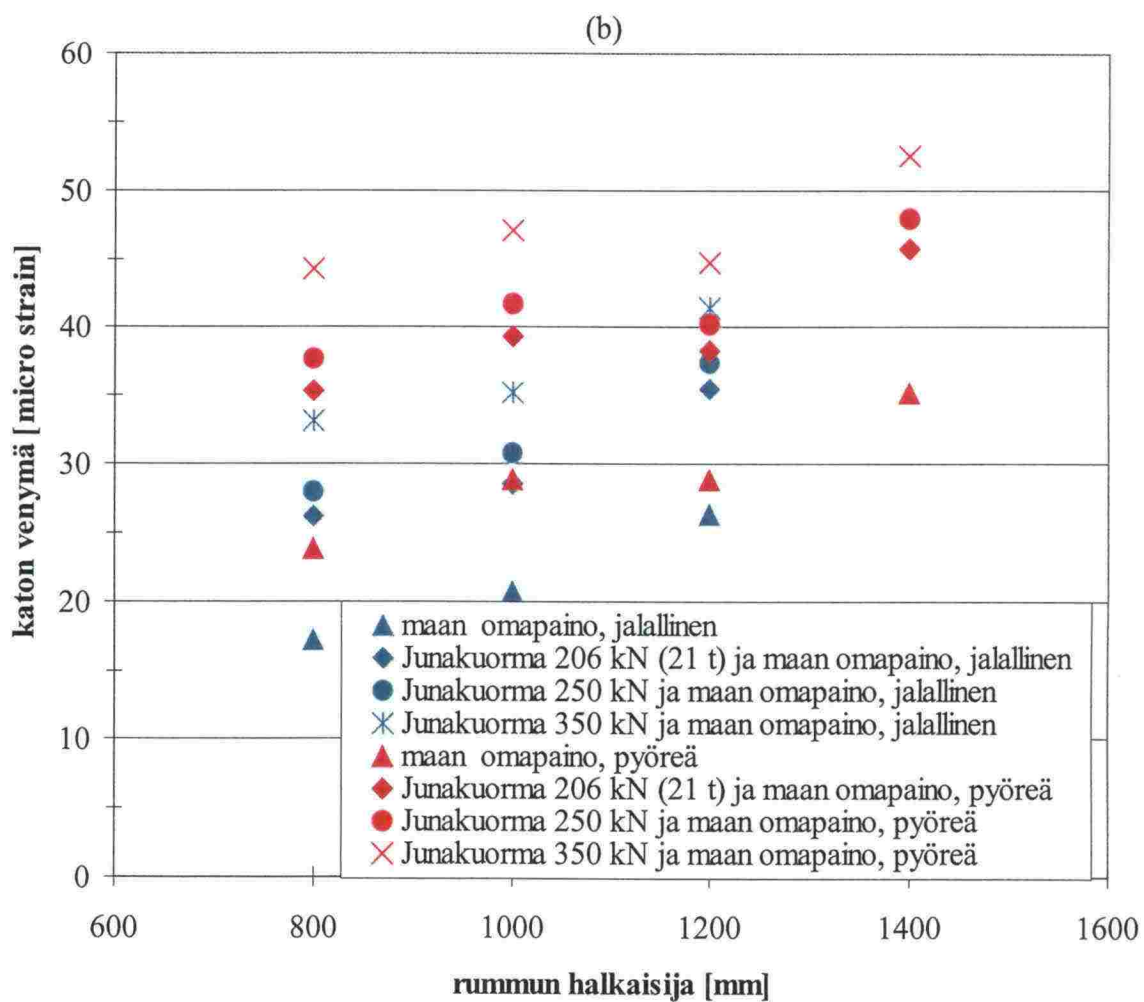
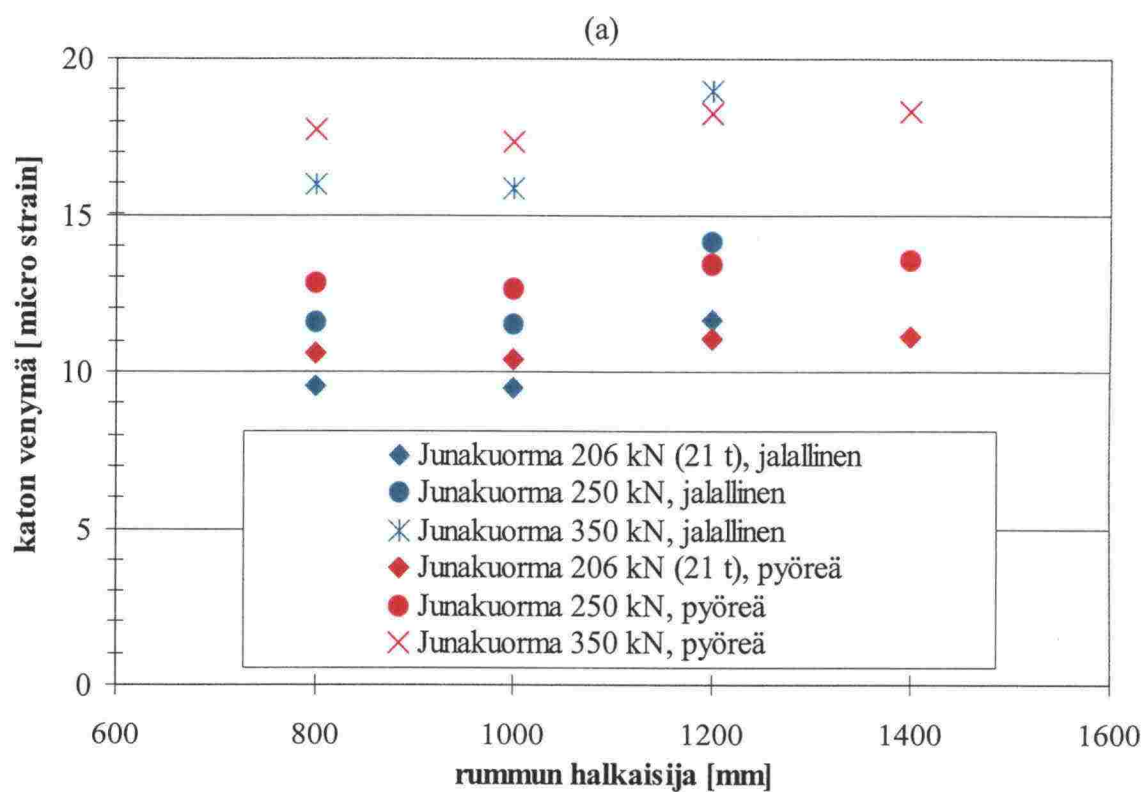
Kuvan 7.6:21a mukaan suurimmat ulkoseinän venymät pelkästä junakuormasta ovat halkaisijaltaan 1200 mm jalallisella putkella. Pienimmät vastaavat venymät löytyvät halkaisijaltaan 1000 mm jalallisella putkella. Kokonaisvenymillä mitattuna (kuva 7.6:21b) halkaisijaltaan 1200 mm jalallinen putki on rasitetuin. Pienimmät kokonaisvenymät syntyvät rummun ulkoseinään halkaisijaltaan 800 ja 1000 mm putkille.

Kuvan 7.6:22a mukaan sisäseinän itseisarvoltaan suurimmat venymät pelkästä juna-kuormasta syntyvät halkaisijaltaan 800 mm jalalliselle rumpuputkelle ja pienimmät halkaisijaltaan 1000 mm jalalliselle putkelle. Kokonaisvenymien (kuva 7.6:22b) itseisarvoltaan suurin arvo syntyy halkaisijaltaan 1200 mm rumpuputkelle. Ero itseisarvoltaan toiseksi suurimpaan kokonaisvenymään on yli 4,6  $\mu$ strainiä, joka syntyy pyöreälle halkaisijaltaan 1400 mm rumpuputkelle, kun kuormittavana juna- eli akseli-kuormana on 350 kN. Itseisarvoltaan pienimmät kokonaisvenymät on halkaisijaltaan 800 mm pyöreällä putkella.

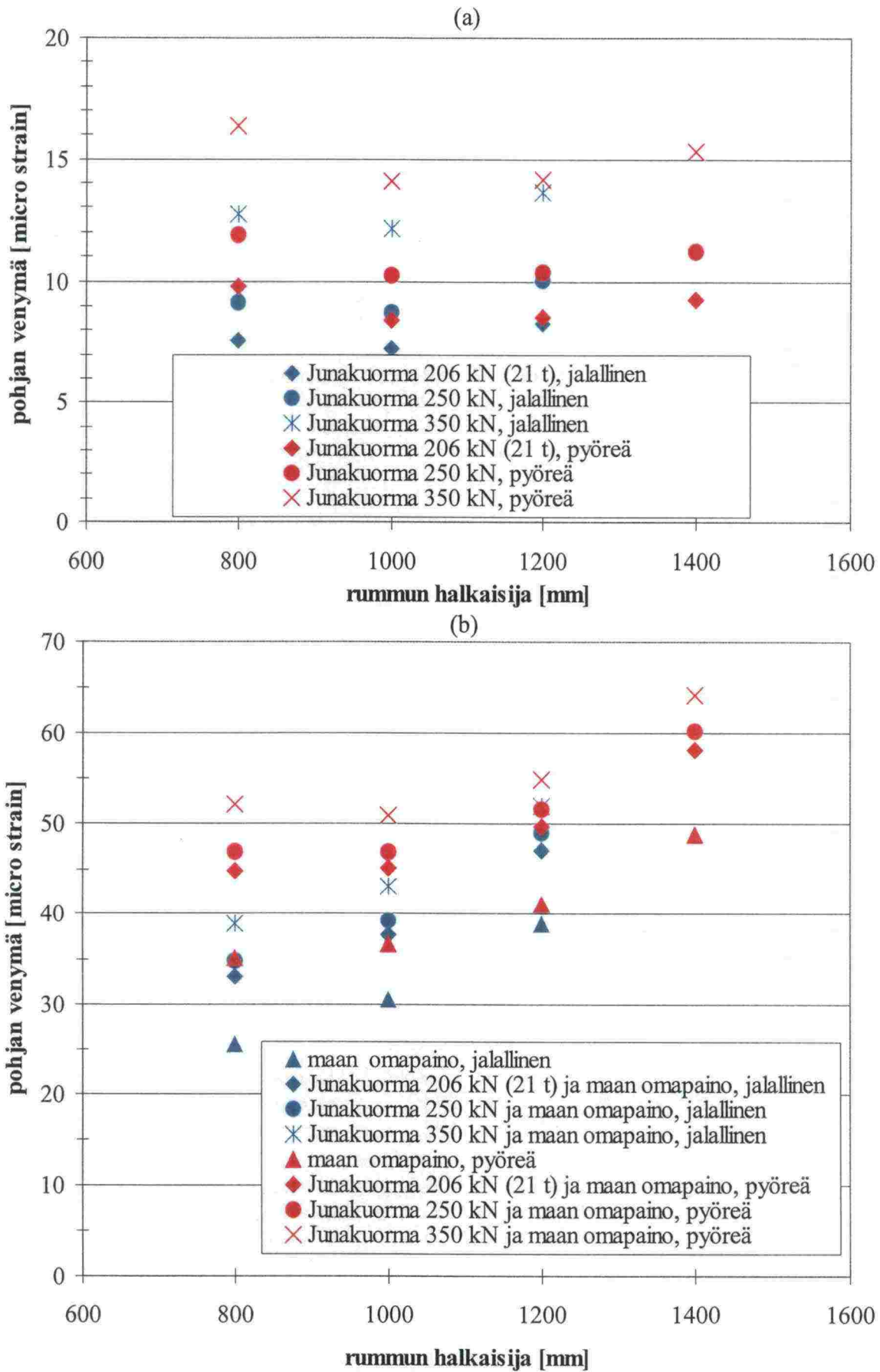
#### **7.6.9 Peitesyvyydellä 1,9 m olevat rumpuputket**

1,9 m peitesyvyydellä verrataan kappaleen 7.6:8 tavoin pelkästään rumpuputkia, joiden betonin kimmomoduuli on 35 500 MPa. Kuvassa 7.6:23a esitetään rummun katon pelkästä junakuormasta aiheutuneet venymät. Kuvassa 7.6:23b esitetään rummun kattoon syntyneet venymät maan omasta painosta ja junakuormasta. Kuvaan 7.6:24a on kerätty rummun pohjan venymät junakuormasta ja kuvaan 7.6:24b saman kohdan venymät maan omasta painosta ja junakuormasta. Kuvassa 7.6:24a ja b esitetään vastaavilla kuormituksilla rummun ulkoseinän venymät. Lopuksi esitetään vielä puristuspuolelta rummun sisäseinän venymät myös molemmilla edellä mainituilla kuormituksilla.

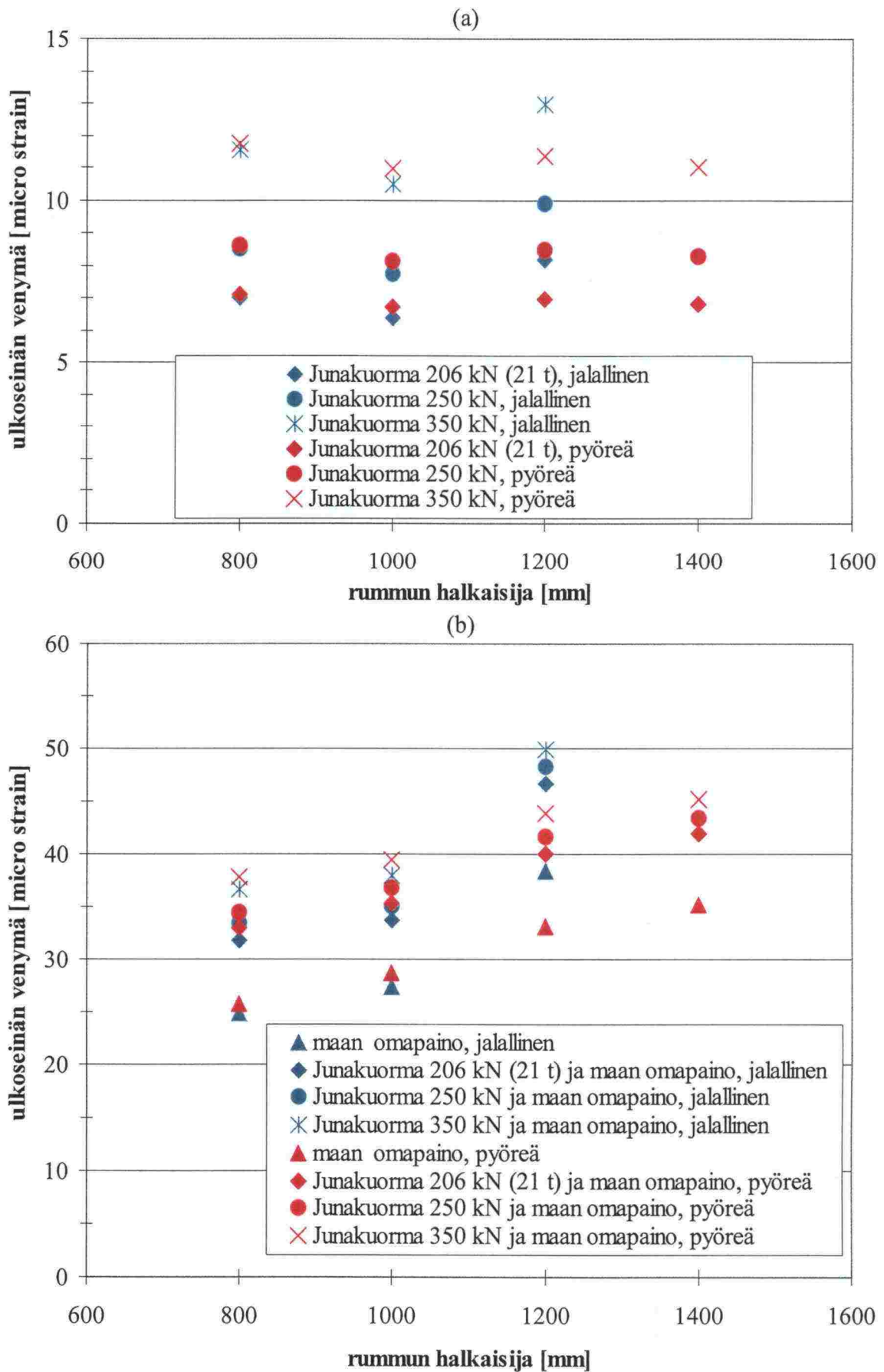




Kuva 7.6:23 Katon venymät (a) junasta ja (b) junasta + maasta.

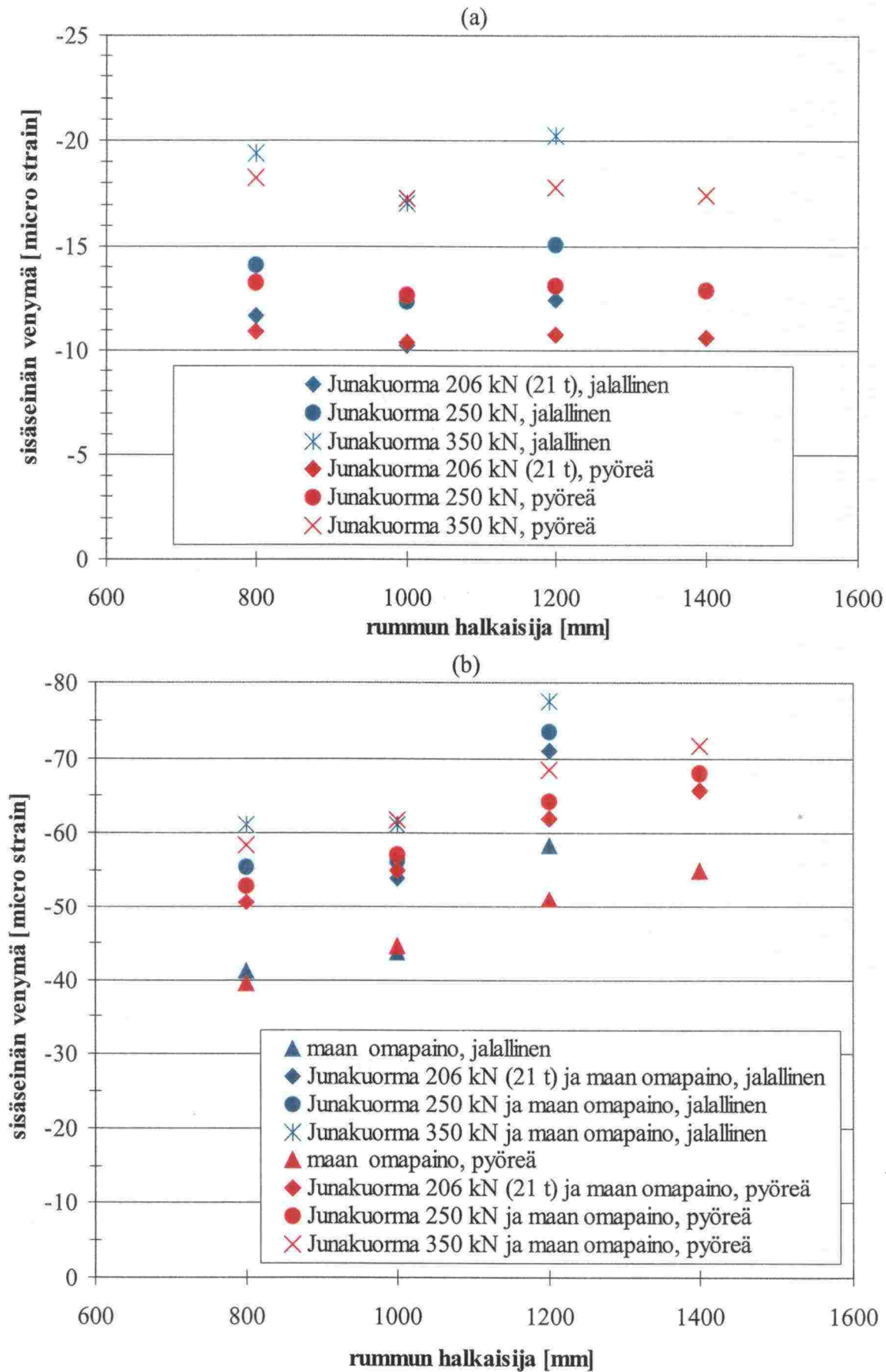


Kuva 7.6:24 Pohjan venymät (a) junasta ja (b) junasta + maasta.



Kuva 7.6:25 Ulkoseinän venymät (a) junasta ja (b) junasta + maasta.





Kuva 7.6:26 Sisäseinän venymät (a) junasta ja (b) junasta + maasta.

Kuvasta 7.6:23a havaitaan, kuinka suurin katon venymä pelkästä junakuormasta on halkaisijaltaan 1200 mm jalallisella putkella. Pienin venymä on vastaavasti halkaisijaltaan 1000 mm jalallisella putkella. Katon kokonaisvenymissä suurin arvo on halkaisijaltaan 1400 mm pyöreällä putkella (kuva 7.6:23b). Pienin kokonaisvenymä on halkaisijaltaan 800 mm jalallisella rumpuputkella.

Suurin pohjan venymä pelkästä junakuormasta on halkaisijaltaan 800 mm pyöreällä putkella (kuva 7.6:24a). Pienin junakuormasta laskettu venymä saatiin halkaisijaltaan 1000 mm putkelle. Pohjan kokonaisvenymissä (kuva 7.6:24b) suurin venymäarvo on katon kokonaisvenymien tapaan halkaisijaltaan 1400 mm pyöreällä putkella. Pienin kokonaisvenymä kuvassa 7.6:24b on halkaisijaltaan 800 mm jalallisella putkella.

Junakuormasta laskettujen ulkoseinän venymäarvojen maksimiarvo on kuvan 7.6:24a mukaan halkaisijaltaan 1200 mm jalallisella putkella. Ulkoseinän venymäarvojen minimiarvo on kuvassa 7.6:24a halkaisijaltaan 1000 mm jalallisella putkella. Halkaisijaltaan 1200 mm putki saa myös ulkoseinän kokonaisvenymissä suurimman arvon (kuva 7.6:24b). Pienimmän arvon saa vastaavasti halkaisijaltaan 800 mm jalallinen putki.

Sisäseinän puristusvenymien itseisarvoltaan suurin venymäarvo pelkästä junakuormasta (kuva 7.6:26a) on ulkoseinän venymien tapaan halkaisijaltaan 1200 mm jalallisella putkella. Itseisarvoltaan pienin venymäarvo halkaisijaltaan 1000 mm jalallisella rumpuputkella. Itseisarvoltaan suurin sisäseinän kokonaisvenymä (kuva 7.6:26b) on halkaisijaltaan 1200 mm putkella. Pienin kokonaisvenymän itseisarvo on halkaisijaltaan 800 mm pyöreällä rumpuputkella.

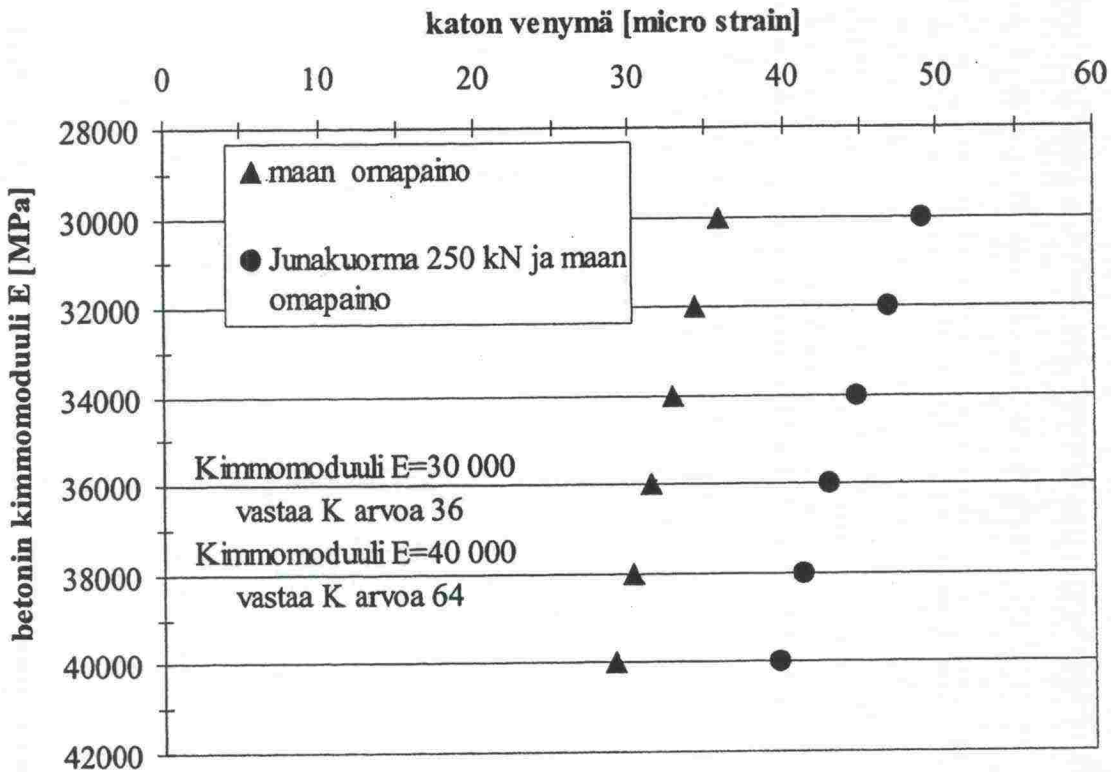
#### 7.6.10 Betonin kimmomoduulin varioinnin vaikutus rummun venymiin

Betonin kimmomoduulin varioinnin vaikutusta rummun katon, pohjan, sisä- ja ulkoseinän venymiin tutkittiin halkaisijaltaan 800 mm jalallisella rumpuputkella, joka sijaitsi Toijalan koekohteen mukaisessa penkereessä ja pohjaolosuhteissa. Betonin kimmomoduulia varioitiin 30 000 ja 40 000 MPa välillä 2 000 MPa askelin. Betonin kimmomoduulin ja puristuslujuuden eli K-arvon välinen suhde saadaan yhtälöstä 5.3:5. Taulukossa 7.6:1 esitetään varioinnissa tutkittuja betonin kimmomoduuleja vastaavat K-arvot.

*Taulukko 7.6:1 Betonin kimmomoduulin ja puristuslujuuden (K-arvo) vastaavuus.*

Betonin kimmomoduuli $E_{bet}$	Kimmomoduulia vastaava K-arvo
30 000 MPa	36,0
32 000 MPa	41,0
34 000 MPa	46,2
36 000 MPa	51,8
38 000 MPa	57,8
40 000 MPa	64,0

Kuvassa 7.6:27 esitetään betonin kimmomoduulin variaation vaikutus katon venymiin, kun kuormituksena on maan omapaino ja 250 kN akselipaino.

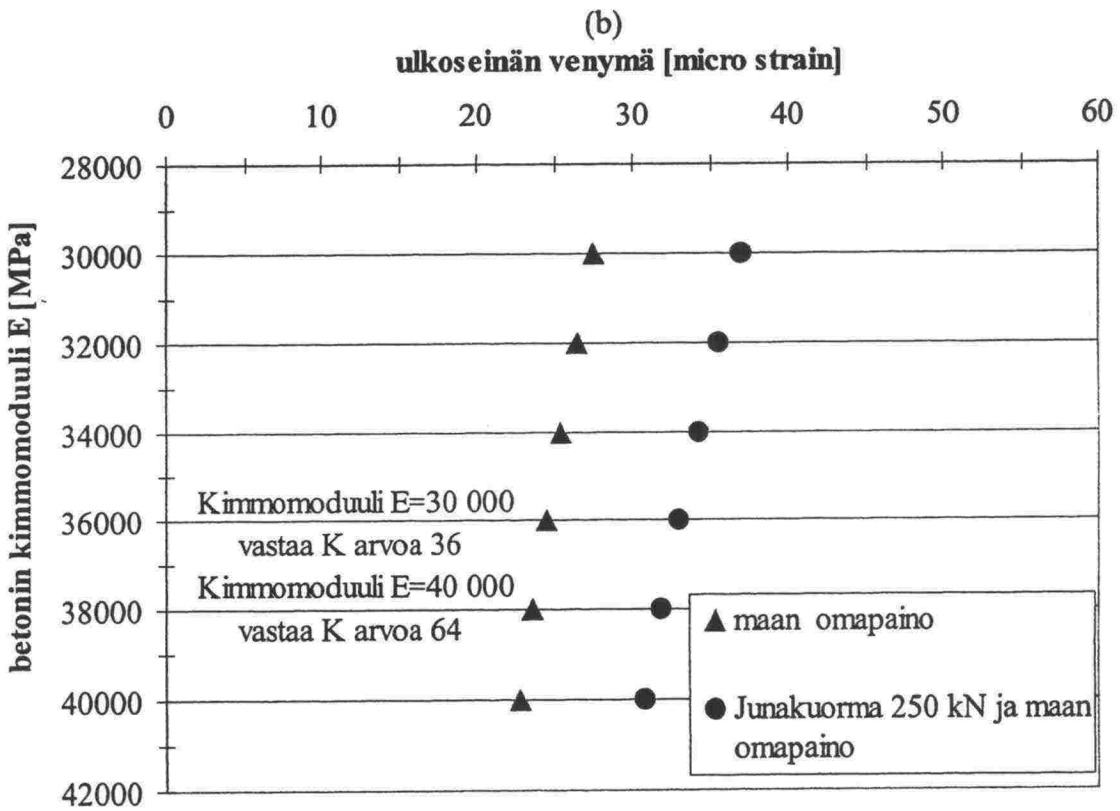
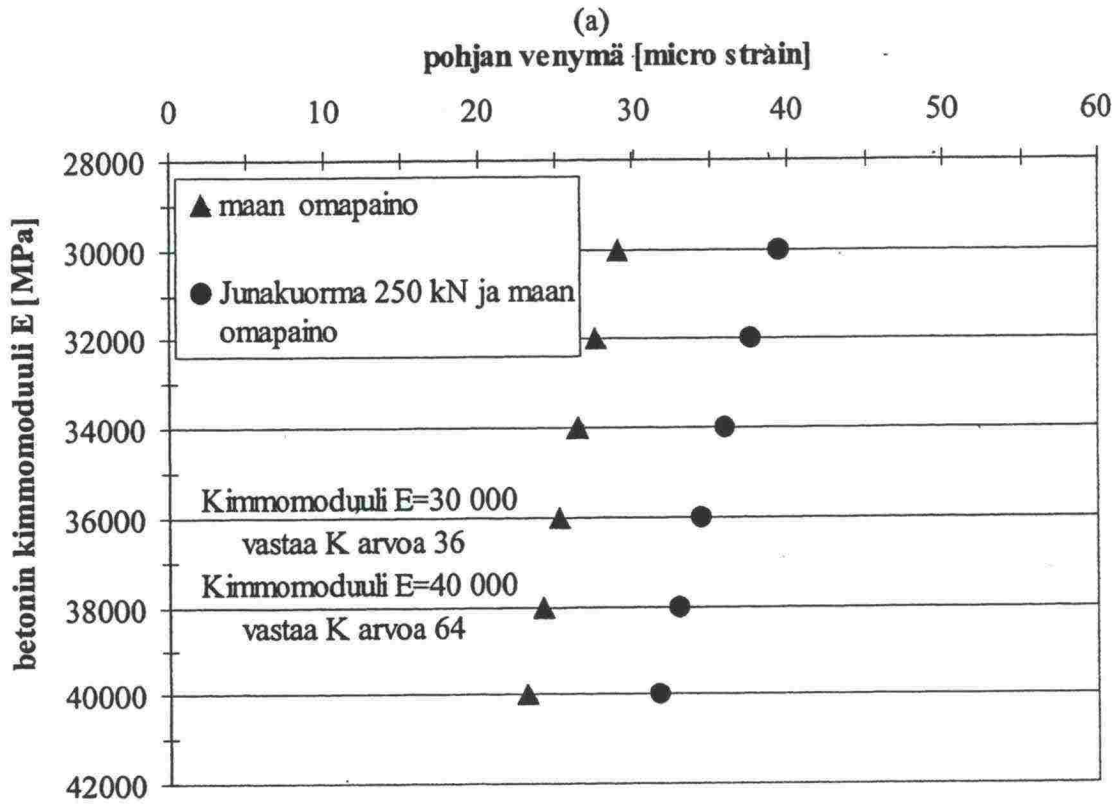


Kuva 7.6:27 Betonin kimmomoduulin variaation vaikutus rummun katon venymiin.

Kuvasta 7.6:27 nähdään, kuinka suurimmalla ja pienimmällä kimmomoduulilla lasketun rummun katon venymäero maan omasta painosta on 6,8  $\mu$ strainia ja pelkästä juna-kuormasta 2,6  $\mu$ strainia. Kokonaisvenymäero näillä rummuilla on 9,4  $\mu$ strainia. Betonin K-arvon nostaminen arvosta 36 aina arvoon 64 saakka mahdollistaa rummun asentamisen noin 0,3 m korkeammalle, kun verrataan pelkästään maan omaa painoa. 1,4 m asennussyvyydellä sijaitsevia rumpuja voidaan vastaavasti kuormittaa 47 kN suuremmalla akselikuormalla. Edellä esitetyt rumpujen peitesyvyyden pienentämistä ja akselipainon korottamista koskevat lukuarvot koskevat vain halkaisijaltaan 800 mm jalallista rumpuputkea.

Kuvassa 7.6:28a esitetään betonin kimmomoduulin vaikutus rummun pohjan venymiin. Kuvassa 7.6:28b esitetään vastaava vaikutus rummun ulkoseinän venymiin.



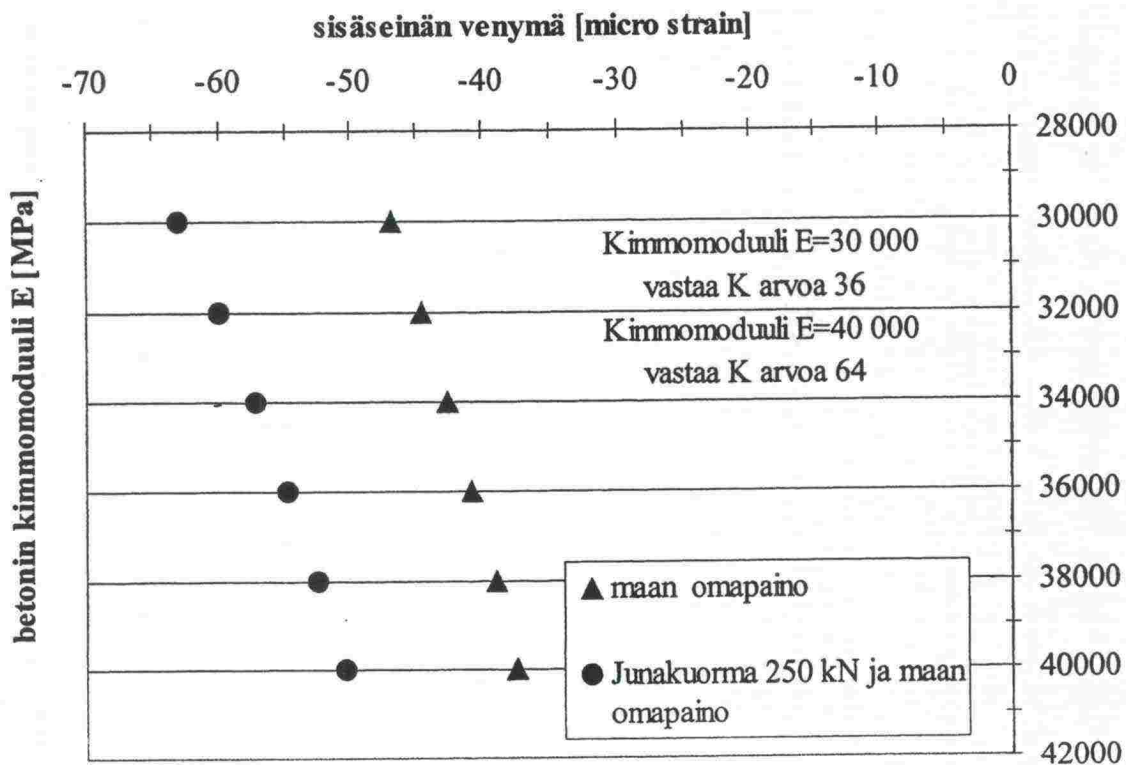


Kuva 7.6:28 Betonin kimmomoduulin varioinnin vaikutus rummun (a) pohjan ja (b) ulkoseinän venymiin.

Kuvasta 7.6:28a havaitaan, kuinka suurimmalla ja pienimmällä kimmomoduulin arvolla laskettu pohjan venymä eroaa toisistaan 5,8  $\mu$ strainiä, kun rumpua kuormittaa pelkästään maan omapaino. Vastaava ero on 2,0  $\mu$ strainiä, kun verrataan pelkästä juna-kuormasta tullutta venymäeroa. Kokonaisvenymäero suurimman ja pienimmän kimmomoduulin omaavan rummun pohjan välillä on 7,8  $\mu$ strainiä.

Ulkoseinän venymäero saadaan selvitettyä kuvasta 7.6:28b. Suurimmalla ja pienimmällä kimmomoduulin arvolla laskettu venymäero maan omasta painosta on 4,7  $\mu$ strainiä. Pelkästä junakuormasta aiheutuva suurin venymäero on 1,6  $\mu$ strainiä. Suurimmaksi kokonaisvenymäeroksi saadaan 6,3  $\mu$ strainiä.

Rummun sisäseinän venymät erilaisilla betonin kimmomoduulien arvoilla esitetään kuvassa 7.6:29.

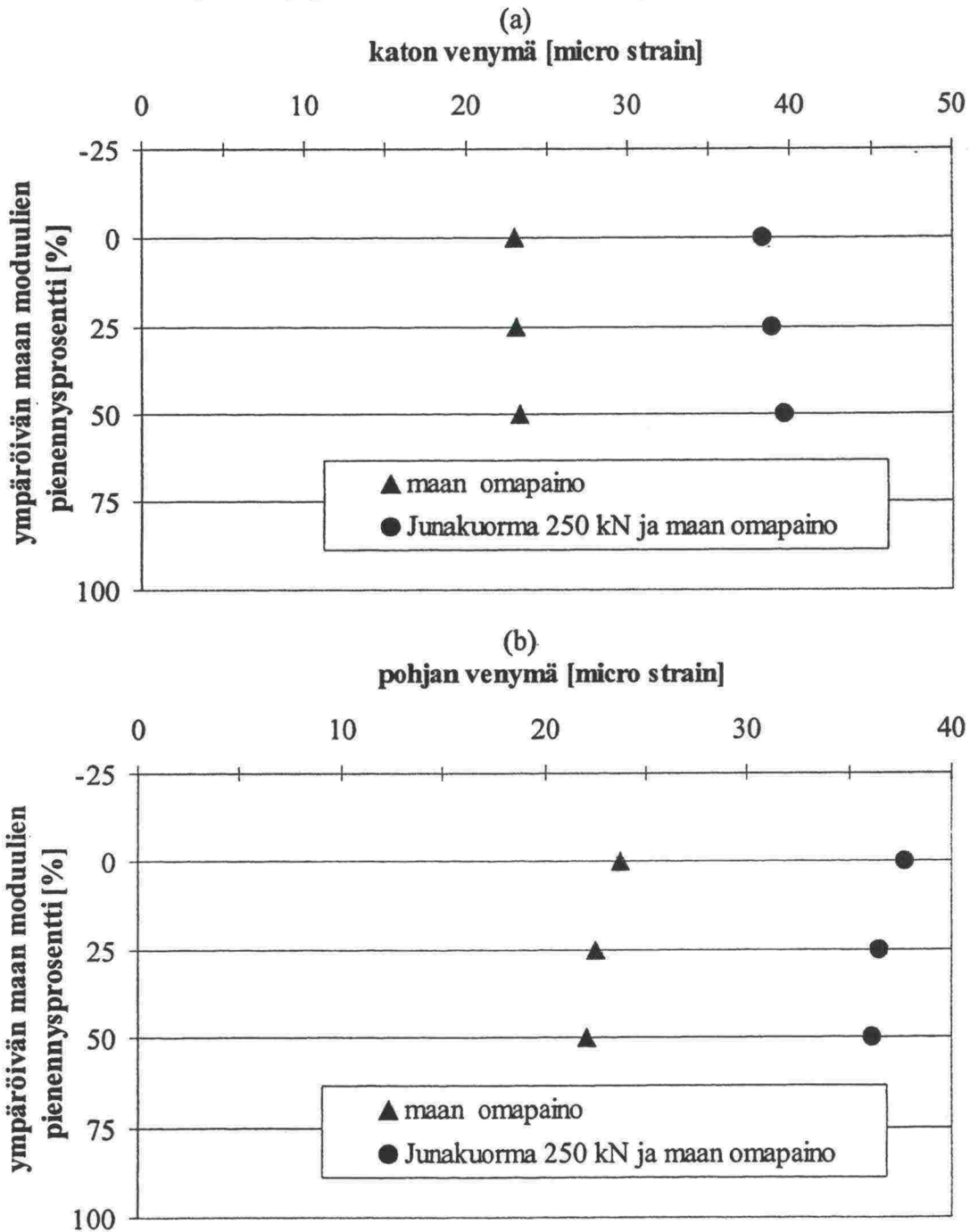


Kuva 7.6:29 Betonin kimmomoduulin varioinnin vaikutus rummun sisäseinän venymiin.

Kuvasta 7.6:29 havaitaan suurimmalla ja pienimmällä kimmomoduulin arvolla lasketun rummun sisäseinien venymäeroksi -9,4  $\mu$ strainiä, kun rumpua kuormittaa ainoastaan maan omapaino. Kun rumpua kuormittaa pelkkä junakuorma, venymäero on -3,2  $\mu$ strainiä. Kokonaisvenymäeroksi muodostuu rummun sisäseinällä -12,7  $\mu$ strainiä.

### 7.6.11 Maaparametrien varioinnin vaikutus rummun venymiin

Rumpua ympäröivän maan parametrien varioinnissa keskityttiin pelkästään penkereen sorakerroksen kimmomoduulien pienentämiseen 25 % ja 50 %. Tutkittu rumpu oli halkaisijaltaan 800 mm pyöreä rumpu, jonka kimmomoduuli oli 35 500 MPa. Rumpu sijaitsi 1,4 m peitesyvyydellä. Rumpua kuormitti maan omapaino ja 250 kN akselipaino. Kuvassa 7.6:30a esitetään rummun katon venymät ja kuvassa 7.6:30b esitetään rummun pohjan venymät maan omasta painosta ja junakuormasta, kun rumpua ympäröivän maan kimmomoduulien pienennysprosentteina ovat 0 %, 25 % ja 50 %.



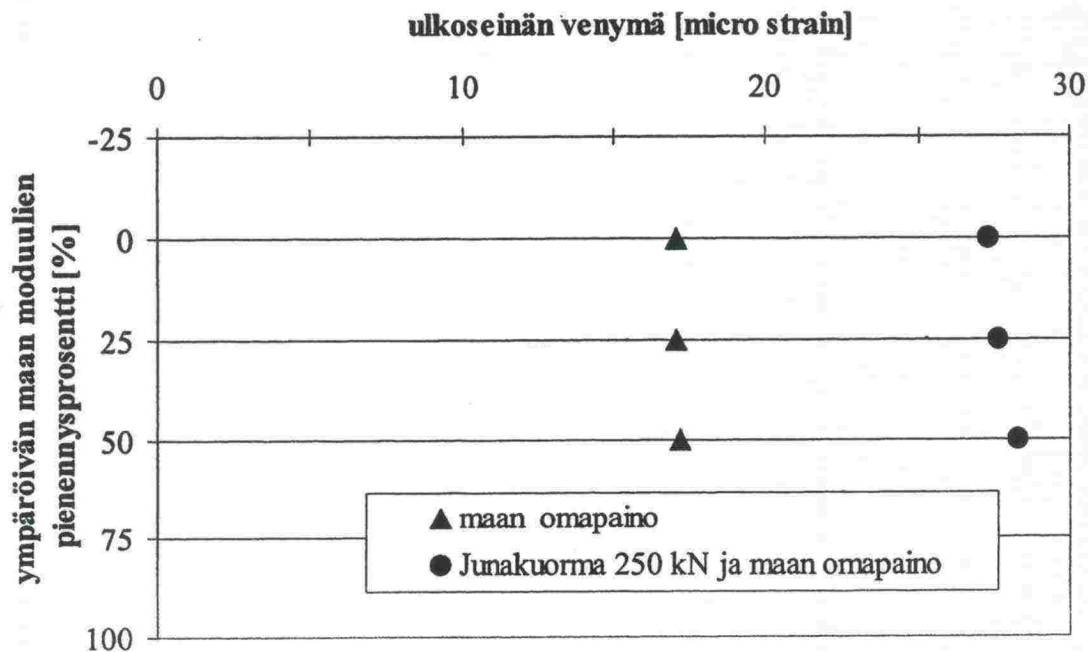
Kuva 7.6:30 Rummun (a) katon ja (b) pohjan venymät erilaisilla maan kimmoduulien arvoilla.



Kuvasta 7.6:30a havaitaan, kuinka katon venymät kasvavat maan omasta painosta 0,12  $\mu$ strainiä, kun ympäröivän maan kimmomoduulia on pienennetty 25 %. Vastaava venymien kasvu 0,57  $\mu$ strainiä, kun maan moduuleita pienennetään 50 %. Pelkästä juna-kuormasta aiheutuneet vastaavat venymien kasvut ovat 0,44 ja 0,86  $\mu$ strainiä. Kokonaisvenymien kasvuksi tulee siten 0,56 ja 1,43  $\mu$ strainiä.

Pohjan venymät pienenevät kuvan 7.6:30b mukaan omasta painosta 1,19 ja 1,65  $\mu$ strainillä. Junakuormasta pohjan venymät pienenevät 0,09  $\mu$ strainillä, kun maan kimmomoduulien arvoja pienennetään 25 %. Kun maan kimmomoduulien arvoja pienennetään enemmän eli 50 % alkuperäisestä, venymät kasvavat 0,05  $\mu$ strainillä. Ristiriitaisuus selittyy mallin epätarkkuudella. Rummun pohjan kokonaisvenymät pienenevät siten 1,28 ja 1,6  $\mu$ strainillä.

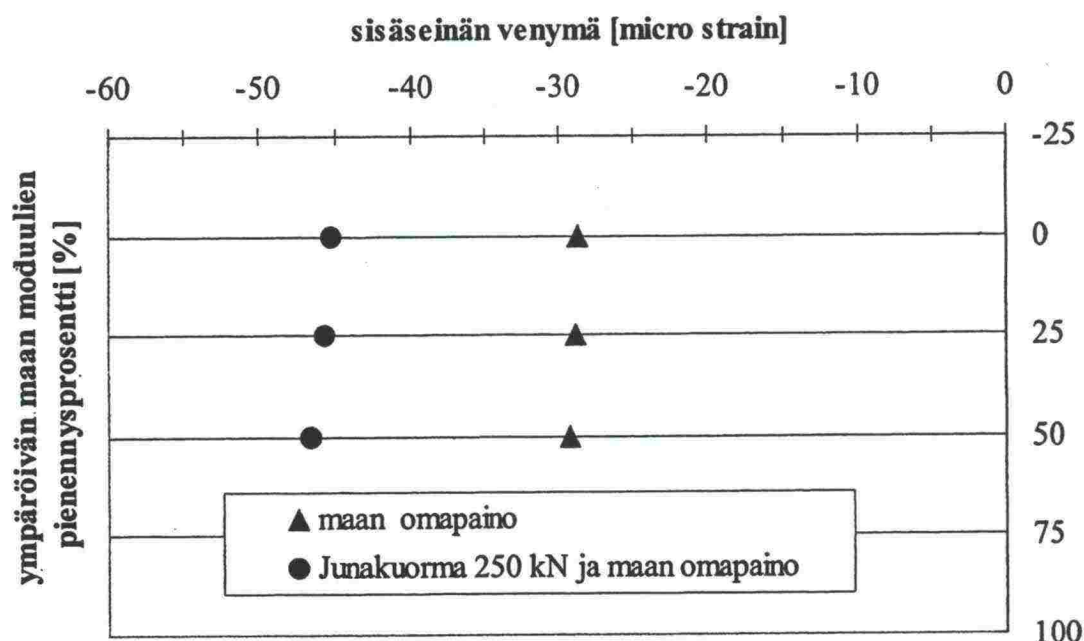
Kuvassa 7.6:31 esitetään rummun ulkoseinän venymät, kun maan kimmomoduuleja on pienennetty 25 ja 50 %.



Kuva 7.6:31 Rummun ulkoseinän venymät erilaisilla maan kimmomoduulien arvoilla.

Kuvasta 7.6:31 havaitaan rummun ulkoseinän venymien pieneminen maan omasta painosta 0,05  $\mu$ strainillä, kun rumpua ympäröivän maan kimmomoduulien arvoja on pienennetty 25 %. Kun kimmomoduulien arvoja pienennetään 50 % alkuperäisistä, kasvavat rummun ulkoseinän venymät 0,09  $\mu$ strainillä maan omasta painosta. Pelkästä junakuormasta tapahtuva rummun ulkoseinän venymien kasvu on 0,40  $\mu$ strainiä, kun maan kimmomoduuleja on pienennetty 25 %. Vastaava venymien kasvu on 0,86  $\mu$ strainiä, kun maan kimmomoduuleja on pienennetty 50 %. Kokonaisvenymien kasvu 0,35 ja 0,95  $\mu$ strainiä, kun maan kimmomoduuleja on pienennetty 25 % ja 50 %.

Tarkastellaan vielä maan kimmomoduulien variaation vaikutusta rummun sisäseinän venymiin (kuva 7.6:32).



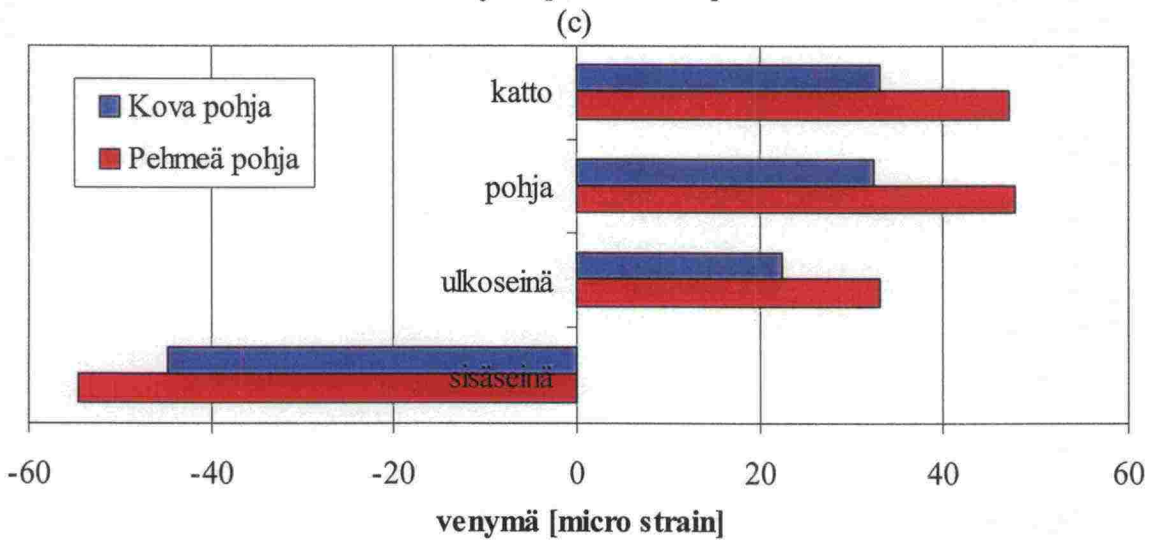
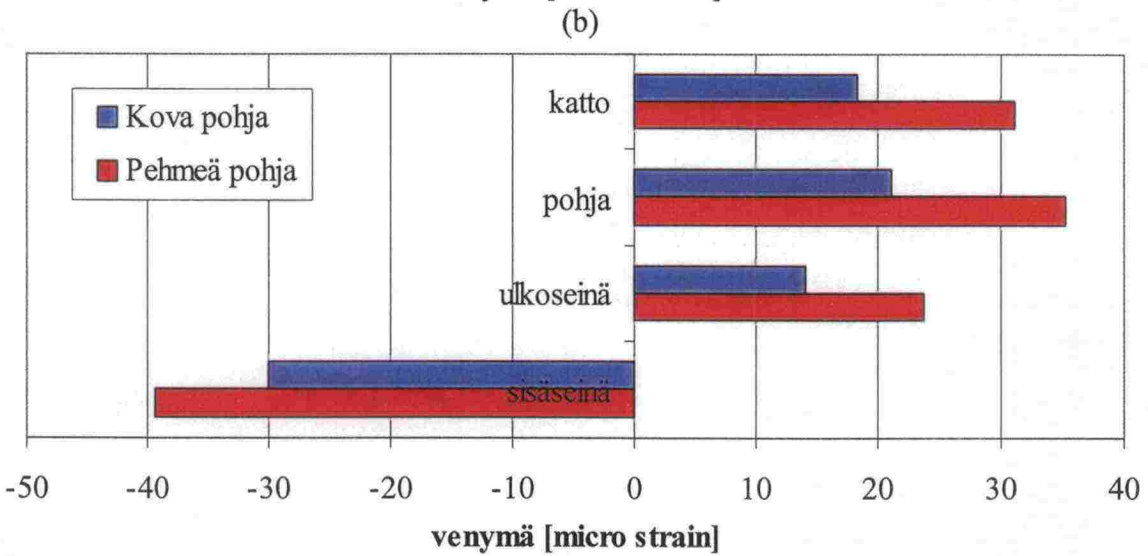
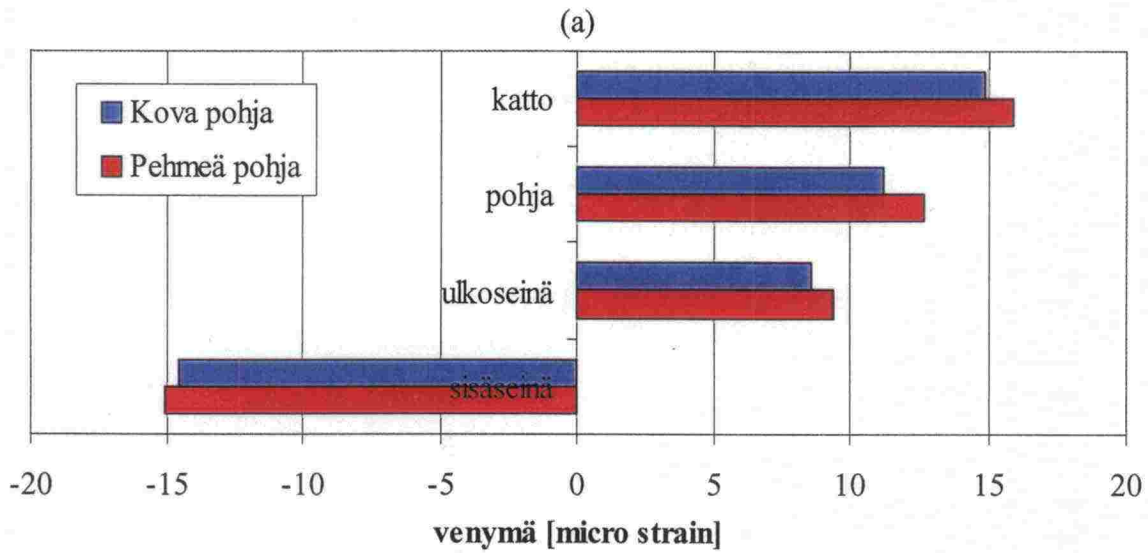
Kuva 7.6:32 Rummun sisäseinän venymät erilaisilla maan kimmomoduulien arvoilla.

Kuvasta 7.6:32 havaitaan rummun sisäseinän venymien pieneneminen maan omasta painosta 0,07 ja 0,49  $\mu$ strainillä, kun maan kimmomoduuleja on pienennetty 25 ja 50 %. Vastaava venymien pieneneminen junakuormasta on 0,41 ja 0,88  $\mu$ strainiä. Kokonaisvenymien pieneneminen on siten 0,48 ja 1,37  $\mu$ strainiä.

Penkereen moduulien vaikutusta rummun venymiin voidaan pitää kuvien 7.6:30a–7.6:32 mukaan käytännössä mitättömänä.

#### 7.6.12 Pohjamaan vaikutus ratarummun venymiin

Pohjamaan vaikutusta ratarummun venymiin tarkastellaan halkaisijaltaan 1400 mm pyöreällä rumpuputkella, jonka kimmomoduuli oli 35 500 MPa. Rumpuputki sijaitsi 1,4 m peitesyvyydellä. Tampereen koekohteen pohjamaan kimmomoduulina käytettiin laskennassa 100 MPa. Toijalan koekohteen kimmomoduulin arvo laskennassa oli pehmeälle savelle 25 MPa, kuivakuorikerroksen alemmalle osalle 45 MPa ja kuivakuorikerroksen ylemmälle osalle 100 MPa. Kuvassa 7.6:33a verrataan rummun katon, pohjan ja ulkoseinän venymiä pehmeällä ja kovalla pohjamaalla, kun kuormituksena on 250 kN akselikuorma. Kuvassa 7.6:33b esitetään maan omasta painosta aiheutuneet venymät ja kuvassa 7.6:33c kokonaisvenymät.



Kuva 7.6:33 Rummun venymät (a) junakuormasta, (b) maan omasta painosta ja (c) maan omasta painosta ja junakuormasta.

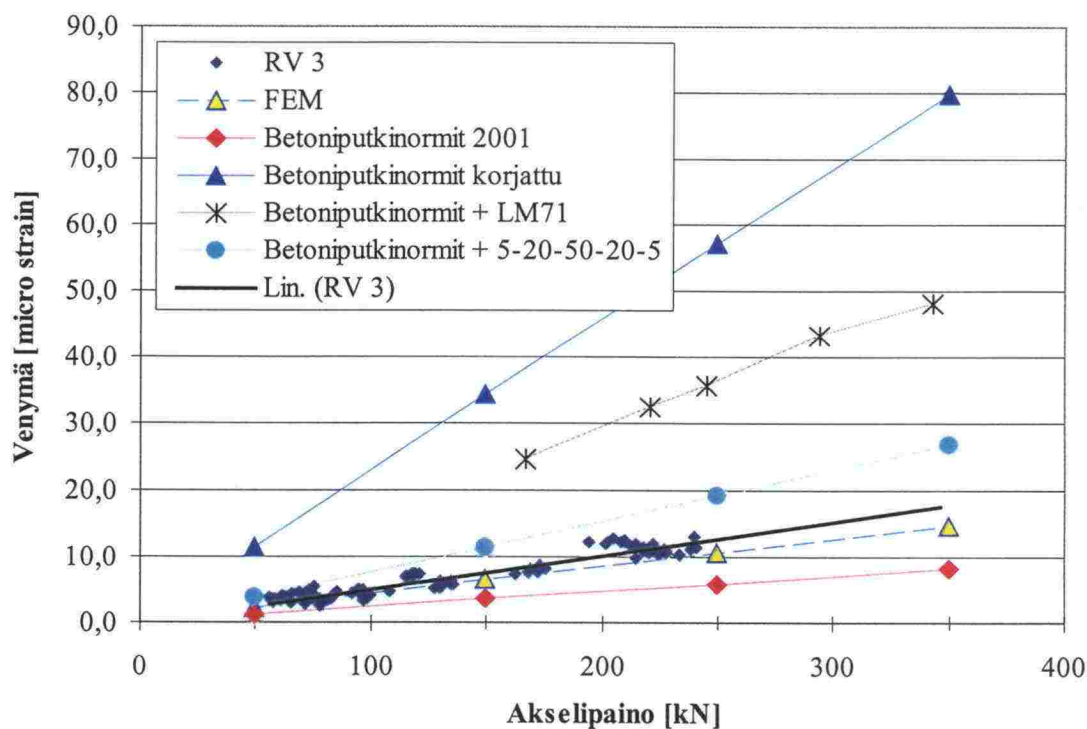


Kuvista 7.6:33a, b ja c havaitaan, kuinka pehmeällä pohjalla sijaitsevan rummun kaikki tarkasteltavina olleet venymät ovat suurempia kuin kovalla pohjalla sijaitsevan rummun venymät. Tämä on selitettävissä sillä, että kova pohja tukee pengertä paremmin ja sitä kautta aiheuttaa pehmeää pohjaa pienemmät venymät. Pelkästä junakuormasta aiheutuneet venymäerot ovat itseisarvoltaan suurimmillaankin alle  $1,5 \mu\text{strainiä}$ . Maan omasta painosta syntyneet venymät eroavat itseisarvoltaan maksimissaan  $14,0 \mu\text{strainiä}$ . Kokonaisvenymissä itseisarvoltaan suurin venymäero on  $15,4 \mu\text{strainiä}$ .

Tässä tutkimuksen laskelmat käsittivät lähinnä Toijalan koekohteen eli pehmeällä pohjalla olleita rumpuputkia. Kuvien 7.6:33a–c perusteella voidaan todeta tulosten olleen tältä osin varmallalla puolella.

## 7.7 Elementtimallinnuksesta ja käsinlaskentamenetelmillä saatujen tulosten vertaileminen

Vertaillaan aluksi Toijalan koekohteen rummun katon venymiä pelkästä junakuormasta. Kuvassa 7.7:1 esitetään rummun katon mitattuja ja laskettuja venymiä akselipainon funktiona.

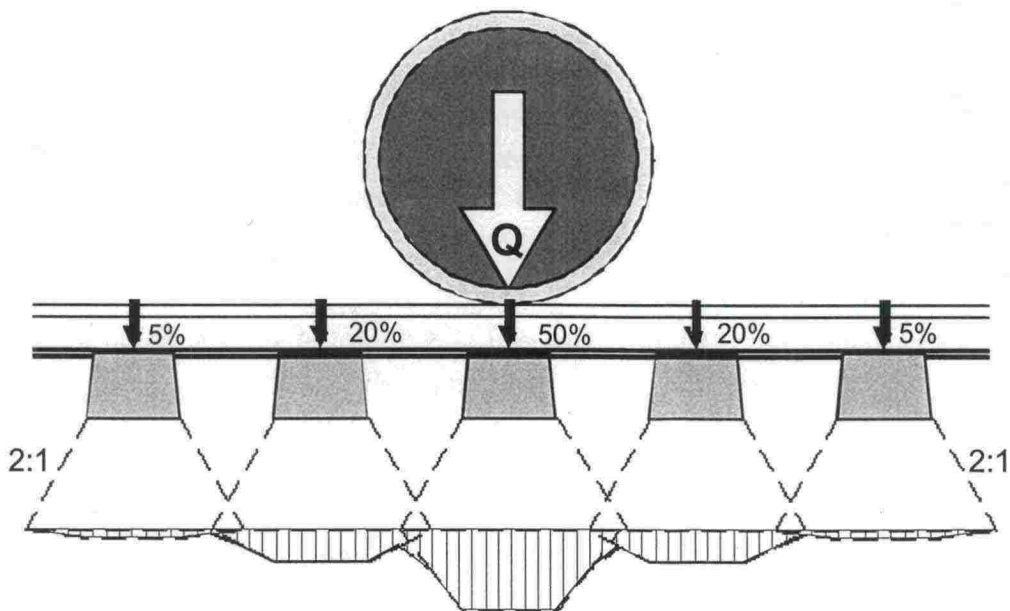


Kuva 7.7:1 Rummun katon mitatut sekä elementtimenetelmällä ja käsinlaskentamenetelmillä lasketut venymät pelkästä junakuormasta.

Kuvasta 7.7:1 selviää hyvin käsinlaskentamenetelmien antamien tulosten erittäin suuri hajonta. Punaisella salmiakeilla merkityt laskentatulokset ovat Betoniputkinormien 2001 mukaisilla laskentakaavoilla ja kuormitusotaksumilla laskettuja tuloksia, kun akselipaino saa arvoja 50, 150, 250 ja 350 kN. Sinisillä kolmioilla merkityt laskenta-

tulokset on saatu, kun Betoniputkinormien virheelliset momentin ja normaalivoiman kaavat on vaihdettu oikeisiin. ”Betoniputkinormit + LM71” -käyrän arvot on saatu, kun momenttien ja normaalivoimien laskentakaavoina käytetään Betoniputkinormien korjattuja laskentakaavoja ja kuormitusotaksumana käytetään Ratatekniset määräykset ja ohjeet (RAMO) osassa 3 olevaa Eurocoden mukaista kuormakaaviota LM71. Kuormakaavion osalta sovelletaan tapausta, jossa radan korkeusviivan ja tarkastelutason välinen etäisyys on suurempi kuin 0,80 m. Kuormituksiin ei ole otettu mukaan varmuuskerrointa eikä sysäyslisäkerrointa. ”Betoniputkinormit + 5-20-50-20-5”-käyrän tulokset on saatu käyttäen Betoniputkinormien korjattuja momentin ja normaalivoiman laskentakaavoja ja kuormitusotaksumana RAMO 3:ssa esiintyvää (kuva 7.7:2) pystysuoran junakuorman jakautumista yhdeltä akselilta.

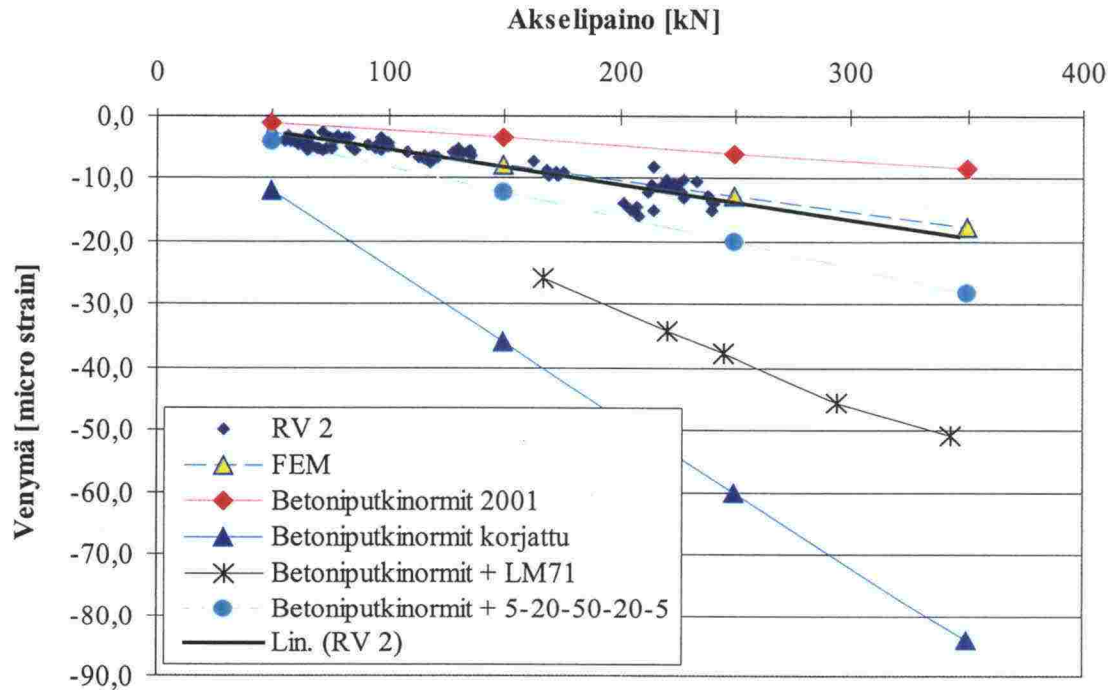
Betoniputkinormien korjattu käsinlaskentamenetelmä antaa nyt varmalla puolella olevia tuloksia siinä missä virheellinen momentin ja normaalivoiman laskentakaavan omaavat Betoniputkinormit antavat epävarmalla puolella olevia tuloksia. Jos käytetään Betoniputkinormeista korjattua laskentamenetelmää, rummun katon venymät yliarvioituvat 250 kN akselikuorman kohdalla 351 % mitattujen arvojen trendiviivan tuloksesta. Betoniputkinormit 2001 mukainen laskentamenetelmä aliarvioi tuloksia 55 %. ”Betoniputkinormit + LM71” -käyrän arvo on 250 kN akselipainon kohdalla 183 % suurempi kuin lineaarisen trendiviivan vastaavalla akselipainon kohdalla oleva arvo. ”Betoniputkinormit + 5-20-50-20-5” -käyrän arvo on 250 kN akselipainon kohdalla 51 % suurempi kuin mitatuista arvoista lasketun trendiviivan arvo vastaavalla kohdalla. Elementtimallinnuksen ja mitattuja tuloksia edustavan lineaarisen trendiviivan ero on 17 %. Elementtimallista saadut tulokset ovat tässä tapauksessa epävarmalla puolella.



Kuva 7.7:2 Pystysuoran junakuorman jakaantuminen ratapölkyistä ratapenkereeseen (RAMO 3)



Rummun seinämän mitattujen ja eri tavalla laskettujen venymien erot selviävät kuvasta 7.7:3, missä rummun seinämän venymät esitetään kuvan 7.7:1 tavoin akselipainon funktiona.



Kuva 7.7:3 Rummun seinämän mitatut sekä elementtimenetelmällä ja käsinlaskentamenetelmillä lasketut venymät pelkästä junakuormasta.

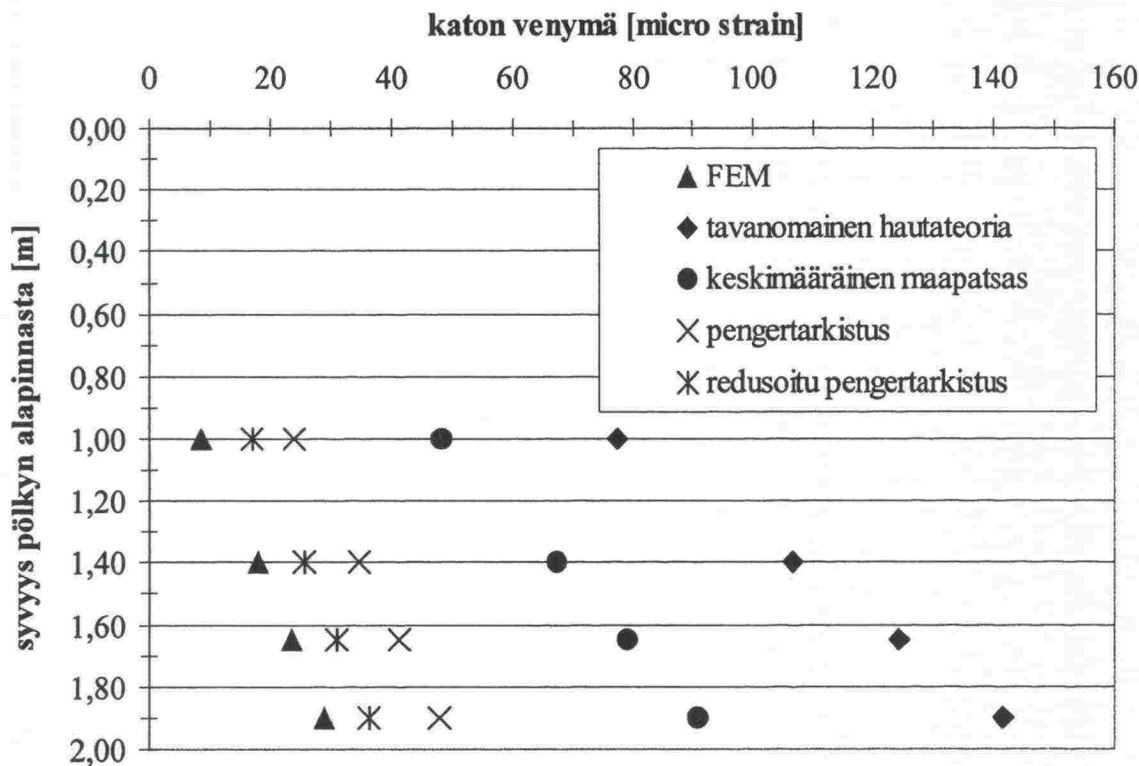
Kuvassa 7.7:3 esiintyvät käsin lasketut tulokset on saatu samoilla laskentaolettamuksilla kuin kuvan 7.7:1 vastaavan nimiset tulokset. Kuvassa 7.7:3 käsinlaskentamenetelmillä lasketuissa venymissä hajonta on jälleen erittäin suuri. Korjatulla Betoniputkinormien mukaisella käsinlaskentamenetelmällä lasketut venymät eroavat mitattujen venymien lineaarisesta trendiviivasta 250 kN kohdalla 338 %. Betoniputkinormit 2001 laskenta-kaavan mukainen venymä on itseisarvoltaan 56 % pienempi kuin lineaarisen trendiviivan antama tulos. "Betoniputkinormit + LM71" -käyrän itseisarvo on 250 kN akselipainon kohdalla 174 % suurempi kuin lineaarisen trendiviivan vastaavalla akselipainon kohdalla oleva itseisarvo. "Betoniputkinormit + 5-20-50-20-5" -käyrän itseisarvo on 250 kN akselipainon kohdalla 47 % suurempi kuin mitatuista arvoista lasketun trendiviivan itseisarvo vastaavalla kohdalla. Elementtimenetelmällä laskettujen ja mitattujen tulosten trendiviivan ero on nyt ainoastaan 7 %.

Pelkästä junakuormasta rummun kattoon ja seinämään aiheutuneiden mitattujen ja käsinlaskentamenetelmillä laskettujen venymien ero selittyy suurelta osin erilaisilla kuormitusotaksumilla. Elementtimallinnuksessa pyrittiin mallintamaan mahdollisimman tarkasti todellista kuormitustilannetta, kun taas suurimmassa osassa käsinlaskentamenetelmiä kuormitus on jaettu tasaisena pintakuormana huomattavasti karkeammin penkereen yläpintaan. Kuvan 7.7:2 mukaisella kuormitusotaksumalla käsinlasketut rummun venymät ovat erittäin lähellä ja varmalla puolella suhteessa mitattuihin venymiin. Kuvien 7.7:1 ja 7.7:3 perusteella käsinlaskentamenetelmien yhden akselin kuormitusotaksumana pitäisikin käyttää kuvan 7.7:2 mukaista pystysuoran junakuorman jakaantumismallia.



Tarkastellaan rummun katon ja seinämän venymiä maan omasta painosta. Vertailu tehtiin elementtimallista saatujen tulosten ja käsinlaskentamenetelmillä saatujen tulosten kesken, sillä TTKK:n pohja- ja maarakenteiden laboratorio ei mitannut kummassakaan koekohteessa maan omasta painosta rumpuun syntyneitä venymiä.

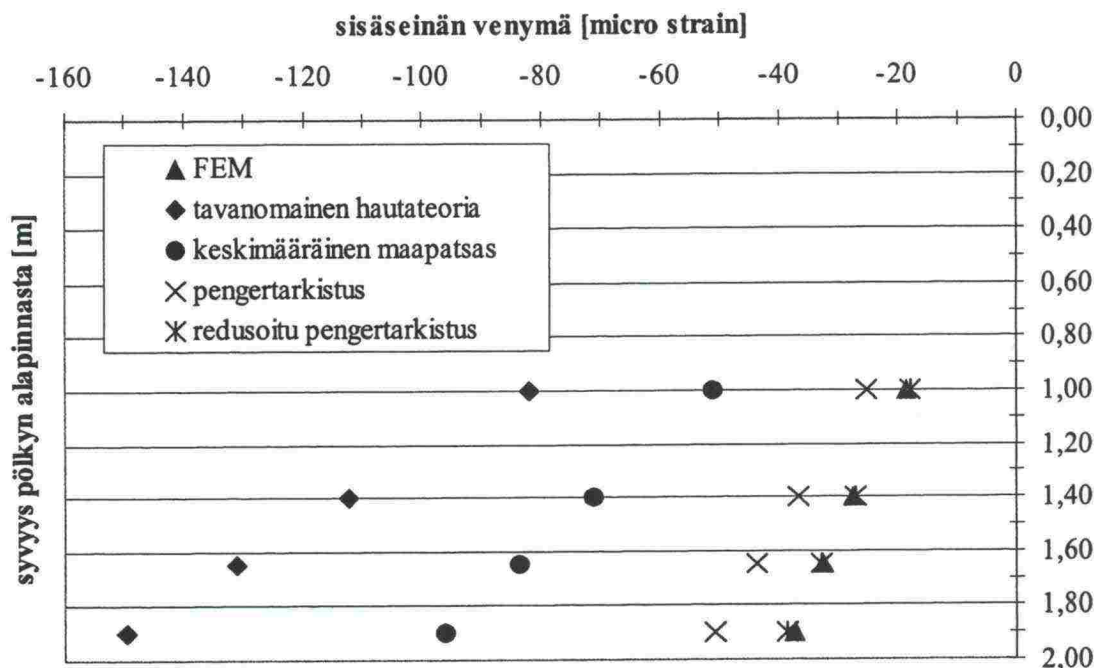
Vertaillaan maan oman painon rummun kattoon aiheuttamia laskennallisia venymiä eri peitesyvyyksillä, kun rumpuna on Toijalan koekohteessa käytetty halkaisijaltaan 800 mm jalallinen rumpuputki (kuva 7.7:4).



Kuva 7.7:4 Elementtimenetelmällä ja erilaisilla käsinlaskentamenetelmillä laskettuja katon venymiä maan omasta painosta.

Kuvasta 7.7:4 havaitaan, kuinka pienimmät käsin lasketut venymät ovat lähinnä elementtimallista saatuja venymiä. Elementtimenetelmällä laskettujen venymien ja pienimpien käsin laskettujen venymien ero on suurimmillaan 8,3  $\mu$ strainia 1,0 m peitesyvyydellä. Suhteellinen ero on tällöin 96 %. Ero selittyy todellista pengertä kuvaavan elementtimallin penkereen kaventumisella ylöspäin mentäessä. Pienimmillään absoluuttinen ero on 7,2  $\mu$ strainia 1,65 m peitesyvyydellä. Tällöin suhteellinen ero on 30 %. Suhteellinen ero pienenee syvemmälle mentäessä.

Tarkastellaan vielä maan omasta painosta rummun seinämään syntyneitä venymiä eri laskentamenetelmillä (kuva 7.7:5).



Kuva 7.7:5 Elementtimenetelmällä ja erilaisilla käsinlaskentamenetelmillä laskettuja sisäseinän venymiä maan omasta painosta.

Kuvasta 7.7:5 havaitaan kuvan 7.7:4 tavoin, kuinka elementtimenetelmällä laskettuja venymiä lähimmäksi päästään käyttämällä Betoniputkinormien mukaisessa käsinlaskentamenetelmässä maanpainon laskentamenetelmänä redusoitua pengertarkistusta. Elementtimenetelmällä laskettujen venymien ja pienimpien käsin laskettujen venymien ero on suurimmillaan 1,1  $\mu$ strainia 1,9 m peitesyvyydellä. Suhteellinen ero on tällöin 3 %. Pienimmillään absoluuttinen ero on 0,3  $\mu$ strainia 1,4 m peitesyvyydellä. Tällöin suhteellinen ero on 1 %. 1,65 m suuremmalla peitesyvyydellä käsin lasketut venymät redusoidun pengertarkistuksen tapauksessa ovat itseisarvoltaan suurempia kuin elementtimenetelmällä laskettujen venymien itseisarvot. 1,0 m peitesyvyydellä käsin lasketut redusoidun pengertarkistuksen mukaiset venymät ovat itseisarvoltaan 0,7  $\mu$ strainia pienempiä kuin elementtimenetelmällä laskettujen venymien itseisarvot. Vaikka redusoitu pengertarkistusmenetelmä näyttäisi käsinlaskentamenetelmässä antavan pienemmällä kuin 1,65 m peitesyvyyksillä itseisarvoltaan hieman pienempiä venymäarvoja kuin elementtimenetelmällä lasketut venymäarvojen itseisarvot, eroa ei voida pitää merkittävänä.

Betoniputkinormeissa todetaan, että suunnittelussa voidaan käyttää pienintä peitemaakuorman arvoa eli redusoitu pengertarkistus näyttäisi olevan hyvä laskentamenetelmä peitemaakuorman suuruudelle Toijalan koekohteen tapaisessa ratapenkereessä.

Lopuksi voidaan todeta maan omasta painosta aiheutuneiden rummun venymien vertailusta seuraavaa: Kuvissa 7.7:4 ja 7.7:5 esiintyvät elementtimenetelmällä lasketut venymät eivät aivan tarkasti ottaen ole pelkän penkereen oman painon aiheuttamia venymiä. Kuvissa 7.7:4 ja 7.7:5 oletetaan penkereen oman painon lisäksi 250 kN painoinen junakuorma, joka vaikutus venymiin vähennetään kuitenkin pois. Tämä laskentamenetelmä mahdollistaa kokonaiskuormituksesta aiheutuneiden venymien

yhteen laskemisen teoreettisesti oikein. Koska Betoniputkinormien mukainen käsinlaskentamenetelmä ei huomioi jännitystasosta riippuvia maan moduuliarvoja, voidaan kuvien 7.7:4 ja 7.7:5 mukainen vertailu tehdä. Jos tarkasteltaisiin teoreettisesti puhtaasti pelkästä penkereen omasta painosta aiheutuneita rummun venymiä, elementtimallinnuksessa pitäisi käyttää maan moduuleille pienempiä arvoja. Tämä aiheuttaisi kuvissa 7.7:4 ja 7.7:5 elementtimenetelmällä laskettujen rummun venymien hienoista kasvamista. Koska tässä tutkimuksessa maan oman painon vaikutus voidaan aina katsoa osaksi kokonaisuormitusta, edellä mainittua maan oman painon laskentamenetelmää voidaan pitää korrektina. Maan moduulien vaikutus rummun venymiin kasvaa huomattavasti jäykkyydeltään pienempien rumpujen, kuten teräs ja muovi, kyseeseen tullessa (Mäkelä & Kolisoja 2002).



## 8 YHTEENVETO

### 8.1 Johtopäätökset Tampereen koekohteen instrumentoinnista

Sääksjärvi–Perkiö välisellä rataosuudella sijainneessa instrumentointikohteessa kesällä 2001 tehtyjen mittausten valmistelusta ja käytännön toteutuksesta voidaan tehdä seuraavat johtopäätökset:

- Yleisesti ottaen instrumentointi ja mittaukset onnistuivat ennakko-odotusten mukaisesti. Koska ratarumpu oli rakennettu aikaisemmin penkereen, instrumentointia ei ollut mahdollista tehdä. Koekohteesta instrumentoitiin tämän takia ainoastaan kiskot ja ratarumpu. Kiskojen ja rummun instrumentoinnissa käytettiin samanlaisia instrumentteja kuin Toijalan koekohteessa. Instrumenttien paikalleen mittaus ja asennus tehtiin myös samalla tavalla kuin Toijalan koekohteessa. Kiskojen mittaus tulokset jäivät lievästi epämääräisiksi vaakavoiman osalta, kuten Toijalan koekohteessa syksyllä 2000 (Mäkelä & Kolisoja 2001). Toijalan koekohteesta poiketen mittauspäiviä ei ollut kuin yksi eli 27.6.2001. Mittauspaikan ylittäneistä junista mitattiin 30, jotka on esitetty liitteessä 1.
- Kiskoihin sijoitetuilla venymäantureilla pyrittiin ensisijaisesti mittaamaan pystysuuntaisen pyöryvoiman suuruus, jossa onnistuttiin odotetulla tavalla (kuva 2.5:1a ja b). Itäisen ja läntisen kiskon pystyvoimien eroavaisuudet johtunevat pääsääntöisesti kaarteesta, jossa itäinen kisko sijaitsee läntistä kiskoa alempana.
- Ratarumpuun sijoitettiin kaikkiaan kahdeksan kehän venymää ja neljä rummun halkaisijan muutosta mittaavaa venymäanturia. Venymäanturit oli sijoitettu keskimäisen raiteen itäisen ja läntisen kiskon alapuolelle (kuva 2.3:1). Kehän suuntaisissa venymän ja halkaisijan muutoksen mittauksissa onnistuttiin odotetulla tavalla. Epätarkkuutta rummun kehän suuntaisten venymien mittauksissa aiheutti mahdollisesti venymäanturien kiinnitys rummun seinämään. Venymäanturien ja rummun seinämän välille syntyi mahdollisissa suorissa kosketuskohdissa kitkaa, joka vaihtelee paikan mukaan, eikä ole ennalta tarkasti määritettävissä. Venymäanturin ja rummun seinämän välisessä kiinnityksessä saattoi esiintyä myös välystä. Rummun halkaisijan muutoksen mittauksessa kitkan merkitys on käytännössä mitätön. Lämpötila aiheutti rummun halkaisijan muutoksen mittauksessa mittauksen nollakohdan siirtymistä. Instrumentointi- ja mittausraportin kuvassa 2.4:13 sivulla 29 esitetään rummun halkaisijan muutoksen mittaamisessa käytetty mittaussysteemi. Mittausysteemi koostui venymäantureista ja pitkistä metallisista varsista, jotka Tampereen koekohteessa venyivät kesäpäivän suuren lämpötilavaihtelun takia. Lämpötilasta johtuva nollakohdan siirtyminen rummun halkaisijan muutoksen mittauksessa voitiin korjata mittausdatan käsittelyn yhteydessä, eikä se näy lopullisissa raportissa esitetyissä tuloksissa (kuvat 2.5:4 a ja b).

## 8.2 Johtopäätökset Toijalan koekohteen lämpötilamittauksista

Toijalan koekohteen lämpötilamittauksista ja rumpua ympäröivän penkereen ja pohjamaan jäätyminen estämisestä voidaan todeta seuraavaa:

- Yleisesti ottaen lämpötilamittaukset onnistuivat hyvin ja odotetulla tavalla ainakin penkereen osalta. Mittauskertoja oli yhteensä kuusi, joista neljä ensimmäistä oli pakkaskaudella 2000–2001. Seuraavana syksynä tehtiin kaksi vertailumittausta, joista ensimmäinen oli 19.6.2001 ja toinen 25.10.2001. Talven 2000–2001 pakkasmäärä 14746,8 Kh saatiin Ilmatieteen laitoksen Tampere-Pirkkalan lentoaseman säähavaintopisteestä, sillä Toijalan koekohteessa ei ollut jatkuvaa ilman lämpötilan mittausta.
- Penkereestä ja penkereen viereisestä pohjamaan kuivakuorikerroksesta mitattiin lämpötiloja kolmelta eri tasolta. Lämpötiloista havaittiin selvästi rummun penkereeseen aiheuttama epäjatkuvuuskohta. Pakkaskaudella lähempänä rumpua oleva pengermateriaali viileni ja jäätyni muuta pengertä nopeammin. Sulamiskaudella ilman lämpötila auttoi vastaavasti sulattamaan rumpua lähellä olevan pengermateriaalin. Talven 2000–2001 lämpötilamittaukset osoittivat rummun yläpuolisen ja sivuilla olevan pengermateriaalin jäätyneen kokonaan (kuva 3.2:1). Rummun sivuilla kauempana oleva kuivakuorisavi jäätyni myös osittain. Vertaamalla kuvan 3.2:1 kauimpana vasemmalla olevien mittausantureiden lokakuussa 2000 ja 2001 tehtyjä mittauksia, havaitaan kesän 2001 olleen lämpimämpi kuin kesän 2000.
- Rummun alapuolelle pohjamaahan ja pohjamaan ja sora-arinakerroksen väliin sijoitettujen antureiden lämpötilakäyttäytymiseen vaikutti voimakkaasti veden lämpötila ja virtaus. Osa kuvien 3.2:1 ja 3.3:1 ylemmän kerroksen antureista oli pakkasen puolella talvella 2000–2001. Korkeimpia lämpötiloja antoivat sulan veden vaikutuksen alaisuudessa olleet anturit. Syvemmällä tasolla eli –0,5 m kaivutasosta olevalla tasolla olleet anturit olivat selvästi lämpimän puolella.
- Penkereen ja pohjamaan lämpötilakäyttäytymiseen vaikuttaa pakkasmäärän lisäksi vuoden keskilämpötila, lumen syvyys ja satamisajankohta, tuuli, rummussa virtaavan veden määrä ja lämpötila.
- Rumpujen aiheuttama pohjamaan jäätyminen ja siitä seuraava mahdollinen routiminen ei ole ainakaan kustannusmielessä helposti ratkaistava ongelma. Olemassa olevien rumpujen suojaamiseksi ehdotetaan joko perinteistä havujen asettamista rumpujen suuaukoille pakkaskaudella tai esimerkiksi niin sanottua uudempaa saranoitua luukkumenetelmää, joka odottaa vielä käytännön tasolla keksijäänsä. Uusien rumpuputkien osalta routasuojausmenetelmät ovat laajemmat. Rummun halkaisijan sekä rummun asennussyvyyden oikealla valinnalla voidaan päästä ainakin lievästi routivissa pohjamaissa toimivaan ratkaisuun. Routimattomien kerrosten paksuntaminen on monissa tapauksissa varsin kelvollinen ratkaisu. Routaeristeratkaisuista esitetään lähinnä XPS-routaeristelevyjen tuomia mahdollisia ratkaisuja. Myös muita materiaaleja kuten esimerkiksi kevytsoraa ehdotetaan tutkittavaksi.



### 8.3 Johtopäätökset kerrosrakennemallinnuksesta

Toijalan koekohteesta tehdyn kerrosrakennemallin ensisijainen tarkoitus oli auttaa arvioimaan laskennallisesti penkereen jännitystasosta riippuvat resilient-moduulien arvot. Toissijainen tarkoitus oli verrata kerrosrakenneohjelmalla laskettuja pystysuuntaisia jännityksiä ja venymiä mitattuihin ja elementtimenetelmällä laskettuihin arvoihin (kappale 7.3). Resilient-moduulien arvioimisesta voidaan todeta seuraavaa:

- Penkereen resilient- ja kimmomoduulit vastaavat käytännössä toisiaan. Rummutton ratapenkereen kimmomoduulit voidaan laskea ainakin tukikerroksen alapuolisille kerroksille tierakenteiden suunnitteluun soveltuvalla kerrosrakenneohjelmalla kuten BISAR (Kolisoja et al. 2000). Rummullisen ratapenkereen kimmomoduulien tarkka määrittäminen vaatisi raskaampia laskentaohjelmia kuten elementtimenetelmään perustuvan ohjelman. BISARilla määritetyt penkereen kimmomoduulit ovat kuitenkin tähän tutkimuksen nähden riittävän tarkat. Eri akselipainoilla käytetyt kimmomoduulien arvot eivät ole suoraan yhtälöstä 4.2:2 saatuja, vaan kimmomoduulien arvioimisessa on myös käytetty kokemuseräistä tietoa aiemmista tutkimushankkeista.

Eri akselipainoilla lasketuista ja mitatuista pystysuuntaisista jännityksistä ja venymistä voidaan todeta seuraavaa:

- Lasketut ja mitatut maan pystysuuntaiset jännitykset ja venymät korreloivat toisiaan odotetulla tarkkuudella ainakin rummun yläpuolisilla mittausrakenteiden asennustasoilla. Rummun puolivälin tasolle asennettujen venymäanturien mittaus tulokset eivät eronneet huomattavasti rummutton penkereen venymäkäyttäytymisen laskemiseen soveltuvalla kerrosrakenneohjelmalla BISAR:illa lasketuista venymistä.
- BISARilla lasketut ja Kv -1,1 m -tasoon asennetuilla maan pystysuuntaista venymää mitanneilla instrumenteilla mitatut arvot ovat anturin V3 tapauksessa käytännössä samanlaiset. Kerrosrakenneohjelmalla lasketut venymät yliarvioivat mitattuja venymiä anturin V6 tapauksessa. Kv -1,7 m -tasossa anturilla MP 28 mitatut ja lasketut pystysuuntaiset jännitykset ovat lähes samanlaiset. Samalta tasolta MP 30 -anturilla mitatut maanpaineet eivät vastaa laskettuja arvoja. Kv -1,7 m -tasossa pystysuuntaista venymää mitanneella anturilla V1 mitatut ja lasketut venymät ovat yhteneväiset. Samasta tasosta venymäanturilla V29 mitatut venymät eroavat lasketuista venymistä huomattavasti ainakin yli 150 kN akselipainoilla. Rummun puolivälin tasolle (Kv -2,5 m) asennetuilla maan pystysuuntaista venymää mitanneilla antureilla V2, V7 ja V9 saatiin lähinnä laskettuja tuloksia olevia arvoja antureilla V9 ja V7. BISARilla lasketut ja venymäanturilla V2 mitatut venymät eroavat toisistaan kymmeniä prosentteja.



#### 8.4 Johtopäätökset elementtimenetelmän käyttökelpoisuudesta ratarummun koekuormitusta kuvaavassa mallinnuksessa.

Koekuormitetun rumpuelementin elementtimallinnuksen ensisijainen tarkoitus oli varmistaa rummun kimmoista käyttäytymistä kuvaavan moduulin eli kimmomoduulin arvo. Toissijaisena tarkoituksena oli varmentaa itse laskentamenetelmän ja materiaalmallin sopivuus raudoitettulle jalalliselle betoniputkelle Betoniputkinormien mukaisessa koekuormitustilanteessa. Itse laskentamenetelmän sopivuudesta voidaan todeta seuraavaa:

- Elementtimenetelmä itsessään on laskentamenetelmänä likimenetelmä, jonka sopivuudesta betonirakenteiden mallintamiseen löytyy kirjallisuudesta melko paljon viitteitä (Zienkiewicz & Taylor 1989, Beer & Watson 1992 ja Lewis & Schrefler 1998). Kolmiulotteisen pituussuunnassa pitkän rummun mallintaminen elementtimenetelmällä kaksiulotteisessa tasomuodonmuutostilassa osoittautui varsin luotettavaksi ratkaisuksi. Elementtimenetelmän käyttö varsinkin geotekniikassa ja muutenkin rakenteiden mallintamisessa elementtimenetelmän kehitystä kuvaavan aikaskaalan alkuvaiheessa on perustunut juuri kaksiulotteiseen tasomuodonmuutostilaan. Symmetrian hyväksikäyttäminen pienentää mallin fyysistä kokoa ja sen kautta laskettavien vapausasteiden lukumäärää eli käytettävissä oleva laskenta-aika pienenee myös. Vapausasteiden kaksinkertaistuessaa laskenta-aika kasvaa vähintään aiemman laskenta-ajan toiseen potenssiin.

Lineaarisesti kimmoisan materiaalmallin sopivuudesta betonin mallintamisessa voidaan todeta seuraavaa:

- Betonin rumpuputki käyttäytyy kuvien 6.4:1–6.4:3 mukaan melko pitkälle kimmoisasti ennen särökuorman saavuttamista. Epälineaarisuus kuitenkin kasvaa lähelle särökuormaa tultaessa. Tämä näkyy hyvin varsinkin kuvan 6.4:2 katon venymissä, kun rumpua kuormittava voima on yli 60 kN/m. Rummun pohjan ja sisäseinän venymäkäyttäytymistä koekuormitustilanteessa kuvaavissa kuviissa venymän epälineaarisuus havaitaan myös alkavaksi noin 60 kN/m kohdalla. Rummun vaaka- ja pystyhalkaisijoiden voima-siirtymä-kuvaajissa siirtymän epälineaarisuus alkaa vasta 80 kN/m kuormituksen kohdalla.

Betonin kimmomoduulin määrittämisestä Toijalan koekohteen rummuille voidaan todeta seuraavaa:

- Betonin kimmomoduulin määrittämiseen liittyvä lievä epämääräisyys johtui suurelta osin betonin ainakin osittaisesta voima-siirtymä ja voima-venymä -kuvaajien epälineaarisuudesta. Toinen epämääräisyyttä aiheuttanut tekijä löytyi betonin erilaisista kuormitus- ja palautuskäyristä. Edellä mainituista tekijöistä johtuen betonin kimmomoduulin arvoksi voitiin tulkita 32 000 ja reilun 40 000 MPa välillä olevia arvoja. Mallinnuksessa päädyttiin käyttämään betonin kimmomoduulille arvoa 40 000 MPa kahdesta syystä. Ensinnäkin suhteellisen alhaisilla siirtymillä ja venymillä 40 000 MPa kimmomoduulin arvo osoittautui suhteellisen realistiseksi. Toiseksi rummusta otetuille koekappaleille tehtyjen puristuskokeiden ja niistä laskettujen tulosten perusteella kimmomoduulin arvo olisi hieman yli 40 000 MPa.

## 8.5 Johtopäätökset elementtimenetelmän käyttökelpoisuudesta rata-penkereen ja -rummun yhteistoimintaa kuvaavassa mallinnuksessa.

Elementtimenetelmän soveltuvuudesta yleensä rakenteen ja maan yhteistoimintaa kuvaavaan mallinnukseen voidaan todeta seuraavaa:

- Vaikka geotekniikassa perinteisesti elementtimenetelmän hyväksikäyttö on perustunut kaksiulotteiseen tasomuodonmuutostapaukseen, myös kolmiulotteisia jännitys-muodonmuutos-analyysyjä on ohjelmistojen kehityksen myötä tehty jonkin verran niin täällä Suomessa kuin muuallakin maailmassa (esim. Najjar & Zaman 1988, Koskinen 1997 ja Pitkänen et al. 2000).

Elementtimallien ja koekohteiden mittausten yhdenmukaisuudesta voidaan todeta seuraavaa:

- Sekä Toijalan että Tampereen kohteiden elementtimallista saadut rummun venymät ja halkaisijan muutokset ovat lähellä mitattuja arvoja ( $\pm 15\%$ ). Voidaankin todeta, että **elementtimalli toimii oikein oikeina pidetyillä parametreilla.**

Lineaarisen isotrooppisen materiaalimallin soveltuvuudesta toistokuormitetun maan mallintamiseen voidaan todeta seuraavaa:

- Toistokuormitetun maan jännitys-muodonmuutos-käyttäytyminen stabiloituu muutaman sadan syklin jälkeen, mutta vakio resilient-moduulin saavuttaminen vaatii jo tuhansia syklejä. Puristuspuolella maa käyttäytyy resilient-moduulin mukaisesti lähes kimmoisasti. Ratapenkereen ja -rummun mallintamisen ongelmaksi muodostui elementtimallin maata kuvaavissa elementeissä esiintyneet veto-jännitykset. Todellisuudessa karkearakeinen maa ei kestä vetoa. Mallinnuksen ongelmakohdiksi nousi tämän myötä ennen kaikkea rummun sivuilla olevan maan penkereen pituussuuntaiset jännitykset ja venymät, jotka mittausten perusteella olivat puristusta. Elementtimalliin muodostui kuitenkin ainakin mittaus-instrumenttien sijainnin kohdalle epärealistisia vetojännityksiä ja -venymiä. Tästä syystä kuvissa 7.3:14 ja 7.3:15 esitetään pelkästään mitatut venymät.
- Materiaalimallin isotrooppisuus osoittautui myös ongelmalliseksi. Todellinen maa käyttäytyy anisotrooppisesti eli maaparametrit muuttuvat koordinaatiston suunnan mukaan. Penkereen vaakapoikkileikkauksen suunnassa pengermateriaalin resilient-moduulit ovat pienempiä kuin penkereen pystysuunnassa. Tämä oli havaittavissa hyvin kuvasta 7.3:11, jossa penkereen mitatut sivuttaissuuntaiset venymät olivat huomattavasti laskettuja venymiä suurempia.
- Vetoa kestävä lineaarisesti kimmoinen isotrooppinen materiaalimalli soveltuu elementtimenetelmässä lähinnä maan pystysuuntaisten jännitysten ja venymien mallintamiseen. Maan resilient-käyttäytymisen todenmukaisempi mallintaminen ratapenkereessä vaatisi materiaalimallilta lähinnä vetoa kestämyyttä ja anisotrooppisuutta.

Maan ja rummun sekä peräkkäisten rumpuelementtien rajapinnoista voidaan todeta seuraavaa:



- Maan ja rummun rajapinta oletettiin toisiinsa nähden täysin kiinnitetyksi, jolloin mahdollista liukumista ja/tai eriytymistä ei päässyt tapahtumaan yhden kuormitus-syklin aikana. Sitä vastoin rumpujen päiden kärjen ja muhvin välinen rajapinta mallinnettiin kontaktipintoina, joissa rummun päät pystyivät liukumaan ja eriyty-mään toisistaan.

## 8.6 Johtopäätökset ratarumpujen käyttökelpoisuudesta eri peitesyvyyksillä

Ratarumpujen käyttökelpoisuutta eri peitesyvyyksillä on arvioitu betonin halkeilu-todennäköisyyden eli laskennallisen 100 vuoden käyttöiän perusteella. Käyttöikä-luokitus (taulukko 7.5:1) on jaettu kuuteen eri luokkaan. Käyttöikäluokitus perustuu Wöhler-käyriin ja maan oman painon ja junakuorman aiheuttamiin vetopuolen veny-miin rummun katossa, pohjassa ja ulkoseinällä rummun puolen välin korkeudella. Rummun puristuspuolen venymät eivät ole mitoittavia laskennallisessa 100 vuoden käyttöikäluokituksessa. Halkaisijaltaan 800 mm jalallisista rumpuputkista voidaan todeta seuraavaa:

- Suurimmat vetopuolen venymät syntyvät pelkästä junakuormasta samoin kuin junakuorman ja penkereen oman painon yhteisvaikutuksena muodostuvasta kokonaiskuormasta kaikilla akselipainoilla rummun kattoon. Taulukossa 8.6:1 esitetään eri kimmomoduulin omaavien, halkaisijaltaan 800 mm jalallisten rumpujen käyttöikäluokitus erilaisilla peitesyvyyksillä, kun vaakajännityssuhteeksi  $K$  oletetaan 0,357. Vaakajännityssuhteen ollessa suurempi kuin 0,357 kasvaa esijännityksen suuruus (taulukko 7.1:1) ja sitä kautta rumpujen käyttöikä. Taulukon 8.6:1 luokitus on saatu kuvasta 7.6:9.

Taulukko 8.6:1 Halkaisijaltaan 800 mm jalallisten rumpujen käyttöikäluokitus.

	Peitesyvyys							
	1,00 m		1,40 m		1,65 m		1,90 m	
	$E_{bet} =$ 40 000 MPa	$E_{bet} =$ 35 500 MPa	$E_{bet} =$ 40 000 MPa	$E_{bet} =$ 35 500 MPa	$E_{bet} =$ 40 000 MPa	$E_{bet} =$ 35 500 MPa	$E_{bet} =$ 40 000 MPa	$E_{bet} =$ 35 500 MPa
Akselipaino								
206 [kN]	Varma	Varma	Varma	Varma	Varma	Erittäin tod. näk.	Erittäin tod. näk.	Tod. näk.
250 [kN]	Varma	Varma	Varma	Varma	Erittäin tod. näk.	Erittäin tod. näk.	Erittäin tod. näk.	Tod. näk.
350 [kN]	Varma	Varma	Erittäin tod. näk.	Erittäin tod. näk.	Tod. näk.	Tod. näk.	Tod. näk.	Tod. näk.



- Taulukon 8.6:1 perusteella voidaan todeta, että tutkitut halkaisijaltaan 800 mm jalalliset rummut kestävät 100 vuoden laskennallisen käyttöiän vähintäänkin käyttöikäluokituksella *todennäköisesti*.

Halkaisijaltaan 800 mm pyöreistä rumpuputkista, joiden kimmomoduuli oli 35 500 MPa voidaan todeta seuraavaa:

- Suurimmat vetopuolen venymät syntyvät pelkästä junakuormasta ja kokonaiskuormasta kaikilla akselipainoilla rummun kattoon. Taulukossa 8.6:2 esitetään halkaisijaltaan 800 mm pyöreän rummun käyttöikäluokitus 1,4 m ja 1,9 m peitesyvyyksillä, kun vaakajännityssuhteeksi  $K$  oletetaan 0,357. Taulukon 8.6:2 luokitus on saatu kuvasta 7.6:10.

*Taulukko 8.6:2 Halkaisijaltaan 800 mm pyöreiden rumpujen käyttöikäluokitus.*

Akselipaino	Peitesyvyys	
	1,40 m	1,90 m
	$E_{bet} = 35\,500\text{ MPa}$	$E_{bet} = 35\,500\text{ MPa}$
206 [kN]	<i>Erittäin todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>
250 [kN]	<i>Erittäin todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>
350 [kN]	<i>Todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>

- Taulukon 8.6:2 perusteella voidaan todeta, että tutkitut halkaisijaltaan 800 mm pyöreät rummut kestävät 100 vuoden laskennallisen käyttöiän vähintäänkin käyttöikäluokituksella *todennäköisesti*. Jalalliset putket osoittautuvat taulukoiden 8.6:1 ja 8.6:2 perusteella hieman kestävämmiksi kuin pyöreät putket.

Halkaisijaltaan 1000 mm jalallisista ja pyöreistä rumpuputkista, joiden kimmomoduuli oli 35 500 Mpa, voidaan todeta seuraavaa:

- Jalallisilla rumpuputkilla suurimmat vetopuolen venymät syntyvät 1,4 ja 1,9 m peitesyvyyksillä kattoon niin junakuormasta kuin kokonaiskuormastakin kaikilla kolmella tutkitulla akselipainolla. Pyöreällä putkella 1,4 m peitesyvyydellä pelkästä junakuormasta syntyneet vetopuolen maksimivenymät syntyvät kattoon. Kokonaiskuormituksissa suurimmat vetopuolen venymät syntyvät 206 ja 250 kN akselikuormilla pohjaan ja 350 kN akselikuormalla kattoon. Taulukossa 8.6:3 esitetään halkaisijaltaan 1000 mm jalallisten ja pyöreiden rumpujen käyttöikäluokitus erilaisilla peitesyvyyksillä, kun vaakajännityssuhteeksi  $K$  oletetaan 0,357. Taulukon 8.6:3 luokitus on saatu kuvasta 7.6:13a.

Taulukko 8.6:3 Halkaisijaltaan 1000 mm jalallisten ja pyöreiden rumpujen käyttöikäluokitus.

Akselipaino	Peitesyvyys			
	1,40 m		1,90 m	
	Jalallinen	Pyöreä	Jalallinen	Pyöreä
206 [kN]	<i>Erittäin todennäköinen</i>	<i>Erittäin todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>
250 [kN]	<i>Erittäin todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>
350 [kN]	<i>Todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>

- Taulukon 8.6:3 perusteella voidaan todeta, että tutkitut halkaisijaltaan 1000 mm pyöreät rummut kestävät 100 vuoden laskennallisen käyttöiän vähintäänkin käyttöikäluokituksella *todennäköisesti*. Jalalliset putket osoittautuvat taulukon 8.6:3 perusteella hieman kestävimmäksi kuin pyöreät putket.

Halkaisijaltaan 1200 mm jalallisista ja pyöreistä rumpuputkista, joiden kimmomoduuli oli 35 500 Mpa, voidaan todeta seuraavaa:

- Molempien putkien suurimmat vetopuolen venymät syntyvät kaikissa tutkituissa tapauksissa rummun kattoon. Tutkituilla 1,4 ja 1,9 m peitesyvyydellä ja kummallakin putkella 100 vuoden käyttöikä toteutuu *todennäköisesti*.

Halkaisijaltaan 1400 mm pyöreistä rumpuputkista, joiden kimmomoduuli oli 35 500 Mpa, voidaan todeta seuraavaa:

- Vetopuolen suurimmat venymät pelkästä junakuormasta syntyvät rummun kattoon kaikilla tutkituilla peitesyvyyksillä ja akselipainoilla. Suurimmat vetopuolen venymät kokonaisuormituksesta syntyvät 1,9 ja 2,5 m peitesyvyydellä kattoon. 1,0 m peitesyvyydellä kaikilla kolmella tutkitulla akselipainoilla ja 1,4 m peitesyvyydellä 206 ja 250 kN akselipainolla syntyvät suurimmat vetopuolen venymät ovat pohjassa. 1,4 m peitesyvyydellä ja suurimmalla tutkitulla akselikuormalla suurimmat vetopuolen venymät ovat katossa. Taulukossa 8.6:4 esitetään halkaisijaltaan 1400 mm jalallisten ja pyöreiden rumpujen käyttöikäluokitus erilaisilla peitesyvyyksillä, kun vaakajännityssuhteen  $K$  oletetaan 0,357. Taulukon 8.6:4 luokitus on saatu kuvasta 7.6:17a.



Taulukko 8.6:4 Halkaisijaltaan 1400 mm pyöreiden rumpujen käyttöikäluokitus.

Akselipaino	Peitesyvyys			
	1,00 m	1,40 m	1,90 m	2,50 m
206 [kN]	<i>Varma</i>	<i>Todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>
250 [kN]	<i>Erittäin todennäköinen.</i>	<i>Todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>
350 [kN]	<i>Todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>	<i>Todennäköinen</i>

- Taulukon 8.6:4 perusteella voidaan todeta, että tutkitut halkaisijaltaan 1400 mm pyöreät rummut kestävät 100 vuoden laskennallisen käyttöiän vähintäänkin käyttöikäluokituksella *todennäköisesti*.

Ratarumpujen käyttökelpoisuudesta eri peitesyvyyksillä tulee muistaa vielä:

- 350 kN akselipainoa vastaavia venymiä laskettaessa on oletettu maan käyttäytyvän lineaarisen kimmoisasti, kuten muillakin tutkituilla akselipainoilla. TTKK:n pohja- ja maarakenteiden laboratoriollla ei ole kuitenkaan omiin mittauksiin perustuvaa tietoa ratapenkereen käyttäytymisestä lineaarisen kimmoisasti näin suurilla akselipainoilla. Tämän takia tässä raportissa 350 kN akselipainolla esitettyihin rummun venymiin on syytä suhtautua huomattavalla varauksella!
- Ratarumpujen käyttöikäluokitus perustuu kappaleessa 7.5 esitettyihin oletuksiin kuormitusmääristä ja rummun kestävyvyydestä. Oletukset rummun kestävyvyydestä on pyritty valitsemaan varmalle puolelle.
- 100 vuoden laskennallinen käyttöikä ei tarkoita välttämättä 100 vuoden todellista käyttöikää, koska siinä otetaan huomioon vain tietyt kappaleessa 7.5 esitetyt laskennalliset kriteerit. Todellisuudessa rummut voivat halkeilla jopa laskennallisen käyttöiän ollessa varma. Rumpujen käyttöikään laskennallisen käyttöikään kuuluvien tekijöiden lisäksi vaikuttavia muita tekijöitä ovat muun muassa asennuksen oikeellisuus, mahdolliset routanousut, pohjamaassa ja penkereessä olevat epäjatkuvuudet ja betonin laatuvaihtelut sekä muut mahdolliset ennakoimattomat tekijät. Suuri merkitys laskennallisen 100 vuoden käyttöiän toteutumiselle on maan vaakasuuntaisesta maanpaineesta aiheutuvien esijännitysten todellisella suuruudella, jotka on tässä tutkimuksessa laskettu taulukkoon 7.1:1 vaakajännityssuhteen  $K$  arvoilla 0,357, 0,5 ja 1,0. 100 vuoden laskennallisen käyttöiän toteutumista kuvaavissa kuvissa vaakajännityssuhteen  $K$  arvona on käytetty näistä varovaisinta eli arvoa 0,357.
- Ratarumpujen nykyistä 1,4 m minimipeitesyvyyttä voidaan pitää hyvänä peitesyvyytenä, jota ei tämän tutkimuksen perusteella ole syytä ruveta pienentämään. 1,0 m peitesyvyydellä lasketut halkaisijaltaan 800 ja 1400 mm rumpuputket osoittivat myös kestävyytensä. Pienillä peitesyvyyksillä rumpuun voi kohdistua yksittäisiä laskentamallissa oletettua suurempia kuormitusimpulsseja (lovipyörät yms.), mistä syystä laskennallinen käyttöikä voi näyttää todellista paremmalta. Jos



tulevissa korjaustöissä rumpu joudutaan sijoittamaan pienemmälle kuin 1,4 m peitesyvyydelle, tulee rummuksi valita paikan erityisvaatimukset huomioon ottaen sopivin edellä tutkituista rummuista. Voidaankin todeta, että halkaisijaltaan 1200 mm jalallisista JAL-putkea tulisi välttää tällaisissa kohteissa. Rumpuja ei tule koskaan sijoittaa 1,0 m pienemmille peitesyvyyksille, koska ratatyökoneiden työalue ulottuu 1,0 m syvyydelle.

- 100 vuoden laskennallinen käyttöikäluokitus alenee tutkituissa tapauksissa syvemmälle mentäessä. Laskentamalli on kalibroitu toimimaan noin 2 m peitesyvyydellä, joten huomattavasti suurempien peitesyvyyksien kyseenä ollessa laskennan tarkkuus huononee. Epämääräisyyttä laskennan tarkkuuteen suurilla ( $> 2$  m) peitesyvyyksillä tuo muun muassa mallin alussa tehdyt yksinkertaistukset. Penkereen holvaantuminen tai ainakin osittainen sellainen jää myös tässä mallissa epämääräiseksi. Käytettyjen elementtien koko kasvaa peitesyvyyden mukaan, joka heikentää myös itse laskentatarkkuutta. Tämän tutkimuksen perusteella ei siten ole syytä ottaa kantaa tutkittuja peitesyvyyksiä suuremmilla peitesyvyyksillä olevien rumpujen venymiin ja sitä kautta laskennallisiin kestävyysiin.
- Betonin kimmomoduulin suurentaminen eli käytännössä betonin  $K$ -arvon suurentaminen vaikuttaa merkittävästi rummun käyttöikään ja suurimpaan sallittuun akseli-kuormaan. Tämä on varmasti yksi helpoimmista tavoista parantaa rumpujen kestävyyttä niin ajallisesti kuin suurimman akselipainonkin kannalta. Vaikka tässä tutkimuksessa joillakin peitesyvyyksillä laskennalliseksi 100 vuoden käyttöiäksi tuli *varma*, niin betonin  $K$ -arvon laskemista tällä perusteella ei kuitenkaan tulisi tehdä. Syynä tähän ovat edellä mainitut aina mahdolliset epävarmuustekijät.
- Rummun sivuttaistäytön kimmomoduulilla ei näyttänyt olevan huomattavaa merkitystä rummun venymiin maan omasta painosta ja junakuormasta. Rummun sivuston merkitys ilmeni lähinnä maanpaineen kautta. Johtopäätöksenä voidaan kuitenkin pitää, että rumpujen sivustojen tiivistämisellä on huomattava merkitys, vaikka ei laskennallisesti niin suuri kuin ehkä olisi saattanut olettaa.
- Pohjamaan jäykkyyden vaikutusta tutkittiin vain Toijalan ja Tampereen koe-kohteiden pohjaolosuhteilla. Pehmeällä pohjamaalla rummun venymät osoittautuivat olevan niin juna- kuin kokonaiskuormastakin suuremmat kuin kovalla pohjamaalla olevan rummun venymät. Tämä selittynee kovan pohjamaan pengertä paremmin tukevalla vaikutuksella. Tämän tutkimuksen perusteella ei kuitenkaan voida tehdä johtopäätöksiä siitä, kuinka rumpu toimii hyvin kovalla alustalla esimerkiksi kalliroleikkauksessa.

## 8.7 Johtopäätökset elementtimenetelmän ja käsinlaskentamenetelmän vertailusta

Käsinlaskentamenetelmässä ja elementtimenetelmään perustuvassa laskennassa pyrittiin samanlaisiin yksinkertaistuksiin niiltä osin miltä se oli mahdollista, jotta laskentamenetelmillä saatuja tuloksia olisi mahdollista verrata toisiinsa. Käsinlaskentamenetelmässä yksinkertaistukset olivat kuitenkin monilta osin elementtimenetelmää suurempia. Esimerkiksi junakuorman huomioiminen ratapenkereen yläpintaan vaikuttavana tasaisena kuormana rummun sijaitessa alle kahden metrin peitesyvyyksillä ei voi

olla tuomatta virhettä verrattuna rummun todellisiin venymiin (kuvat 7.7:1 ja 7.7:3). Käsinskentamenetelmänä käytettiin lähinnä Betoniputkinormit 2001 esiintyvien virheellisten momentin ja normaalivoiman laskentakaavojen sijasta korjattuja momentin ja normaalivoimien laskentakaavoja. Käsinskentamenetelmällä ja elementtimenetelmällä laskettuja Toijalan koekohteen rummun venymiä ja niiden eroja kokonaiskuormituksesta esitetään taulukoissa 8.7:1–8.7:3. Taulukoissa 8.7:1–8.7:3 esitetään havainnollisuuden lisäämiseksi korjatuilla ja korjaamattomilla käsinskentamenetelmällä lasketut rummun kokonaisvenymät.

*Taulukko 8.7:1 Betoniputkinormit 2001 -mukaisella ja korjatulla käsinskentamenetelmällä sekä elementtimenetelmällä laskettujen rummun katon kokonaisvenymiä ja niiden eroja.*

Käsinskentamenetelmä	Venymä [μstrain]					[%]			
	Bp-normit 2001	Bp-normit 2001 (korjattu)	FEM	FEM – Bp-normit 2001	FEM – Bp-normit 2001  (korjattu)	$\left( \frac{\text{käsin laskettu}}{\text{FEM}} \right) * 100 \%$		$\left( \frac{\text{FEM} - \text{käsin laskettu}}{\text{FEM}} \right) * 100 \%$	
						Bp-normit 2001	Bp-normit 2001 (korjattu)	Bp-normit 2001	Bp-normit 2001 (korjattu)
Tavanomainen hautateoria	19,7	197,4	39,6	19,9	157,8	50	498	50	398
Keskimääräinen maapatsas-menetelmä	14,7	147,0	39,6	24,9	107,4	37	371	63	271
Pengertarkistus	10,5	104,6	39,6	29,1	65	27	264	73	164
Pengertarkistus sivutuennalla	9,3	93,1	39,6	30,3	53,5	23	235	77	135

Taulukko 8.7:2 Betoniputkinormit 2001 -mukaisella ja korjatulla käsinlaskentamenetelmällä sekä elementtimenetelmällä laskettuja rummun sivun kokonaisvenymiä ja niiden eroja.

	Venymä [ $\mu$ strain]					[%]			
	Bp-normit 2001	Bp-normit 2001 (korjattu)	FEM	FEM – Bp-normit 2001	FEM – Bp-normit 2001  (korjattu)	$\left( \frac{\text{käsin laskettu}}{\text{FEM}} \right) * 100 \%$		$\left( \frac{\text{FEM} - \text{käsin laskettu}}{\text{FEM}} \right) * 100 \%$	
						Bp-normit 2001	Bp-normit 2001 (korjattu)	Bp-normit 2001	Bp-normit 2001 (korjattu)
Käsinlaskenta- menetelmä									
Tavanomainen hautateoria	-20,8	-208,1	-50,4	29,6	157,7	41	413	59	313
Keskimääräinen maapatsas- menetelmä	-15,5	-155,0	-50,4	34,9	104,6	31	308	69	208
Pengertarkistus	-11,0	-110,3	-50,4	39,4	59,9	22	219	78	119
Pengertarkistus sivutuennalla	-9,8	-98,2	-50,4	40,6	47,8	19	195	81	95



*Taulukko 8.7:3 Betoniputkinormit 2001 -mukaisella ja korjatulla käsinlaskentamenetelmällä sekä elementtimenetelmällä laskettujen rummun pohjan kokonaisvenymiä ja niiden eroja.*

	Venymä [ $\mu$ strain]					[%]			
	Bp-normit 2001	Bp-normit 2001 (korjattu)	FEM	FEM – Bp-normit 2001	FEM – Bp-normit 2001  (korjattu)	$\left( \frac{\text{käsin laskettu}}{\text{FEM}} \right) * 100 \%$		$\left( \frac{\text{FEM} - \text{käsin laskettu}}{\text{FEM}} \right) * 100 \%$	
						Bp-normit 2001	Bp-normit 2001 (korjattu)	Bp-normit 2001	Bp-normit 2001 (korjattu)
Käsinlaskenta- menetelmä									
Tavanomainen hautateoria	20,6	206,2	31,6	11	174,6	65	653	35	553
Keskimääräinen maapatsas- menetelmä	15,4	153,5	31,6	16,2	121,9	49	486	51	386
Pengertarkistus	10,9	109,3	31,6	20,7	77,7	34	346	66	246
Pengertarkistus sivutuennalla	9,7	97,3	31,6	21,9	65,7	31	308	69	208

Taulukoista 8.7:1 ja 8.7:2 käy hyvin selville, kuinka Betoniputkinormit 2001 -mukainen käsinlaskentamenetelmä antaa pienempiä venymiä kuin mitä elementtimenetelmällä lasketut venymät ovat. Betoniputkinormien mukainen laskentatapa antaa täten epävarmalla puolella olevia tuloksia. Betoniputkinormien korjatulla käsinlaskentamenetelmällä lasketut venymät ovat yleisesti ottaen huomattavan varmalla puolella. Betoniputkinormien mukaan maan omapaino huomioidaan taulukoiden 8.7:1–8.7:3 ”Pengertarkistus” tai mieluummin ”Pengertarkistus sivutuennalla” mukaan. Suurimmat suhteelliset erot käsinlaskentamenetelmien ja elementtimenetelmällä saatujen tulosten välillä syntyvät rummun pohjalla.

Käsinlaskentamenetelmillä ja elementtimenetelmällä lasketuista venymistä voidaan todeta lopuksi:

- Betoniputkinormit 2001 -mukainen virheellinen käsinlaskentamenetelmä aliarvio huomattavasti rummun venymiä verrattuna elementtimenetelmällä laskettuihin venymiin.
- Korjatuilla Betoniputkinormien 2001 mukaisilla momentin ja normaalivoiman laskentakaavoilla lasketut rummun venymät ovat huomattavasti suurempia verrattuna elementtimenetelmällä laskettuihin venymiin. Suurin suhteellinen ero näyttäisi syntyvän rummun pohjalle.
- Betoniputkinormeissa 2001 esiintyvän junakuorman korvaaminen kuvassa 7.7:2 esiintyvällä pystysuoran junakuorman jakaumalla näyttäisi parantavan huomattavasti käsinlaskentamenetelmän tarkkuutta. Kuvan 7.7:2 mukainen junakuorman jakauma antaa kuvien 7.7:1 ja 7.7:3 mukaan varmalla puolella olevia tuloksia.
- Elementtimenetelmällä laskettujen rummun venymien on todistettu pelkän junakuorman tapauksessa vastaavan rummun todellisia venymiä. Elementtimenetelmällä mitattujen kokonaisvenymien oikeellisuutta ei ole kuitenkaan todistettu mittauksilla. Maanpainosta tulevien venymien ja sitä kautta kokonaisvenymien voidaan kuitenkin olettaa aikaisempien TTKK:n pohja- ja maarakenteiden laboratoriossa tehtyjen FEM-laskentojen perusteella kohtalaisen oikeaksi (Mäkelä 1998).
- Betoniputkinormien mukaista penkereen oman painon huomioimista käsinlaskentamenetelmässä ”pengertarkistus sivutuennalla” -menetelmällä voidaan pitää oikeana ainakin Toijalan koekohteen tapaisissa rumpukohteissa.
- Putken kestävyys vaikuttaa voimakkaasti rummun seinämä/halkaisija-suhde.
- Betoniputkinormien 2001 pelkästään momenttien ja normaalivoiman osalta korjattua käsinlaskentamenetelmää voidaankin pitää likimenetelmänä, jonka tarkkuus ei riitä betoniputkien särökuormaa vastaavien jännitysten ja venymien tarkkaan ratkaisemiseen.
- Elementtimallinnus on sovitettu  $\leq 2,5$  m asennussyvyydelle. Tätä syvemmälle asennetuille putkille on syytä käyttää Betoniputkinormien mukaista käsinlaskentamenetelmää, johon on tehty tässä kappaleessa esitetyt muutokset.

## 8.8 Johtopäätösten tiivistelmäjohtopäätökset

Tähän kappaleeseen on koottu tämän tutkimuksen tärkeimpinä pidetyt johtopäätökset.

- Ratarumpujen alla ja osittain sivuilla oleva routiva pohjamaa saattaa jäätyä melko lauhoinakin talvina ja aiheuttaa routanousuja radalle. Routimisen estämiseksi ratarumpujen alus- ja ympärystäytystä voidaan lisätä tai rumpujen ympärille voidaan asentaa erilaisia lämmöneristeitä, kuten XPS-levyjä tai kevytsoraa. Olemassa olevien rumpujen yhteydessä routariskin vähentäminen onnistuu vähentämällä rumpujen päistä tulevaa kylmää ilmavirtausta esimerkiksi havuilla. Rummun päihin erillisenä elementtinä asennettu eristeratkaisu voisi olla niin sanottu ”kissan luukku” -malli, joka tarvitsee vielä lisäkehitystä.



- Sekä Toijalan että Tampereen kohteiden elementtimallista saadut rummun venymät ja halkaisijan muutokset ovat lähellä mitattuja arvoja ( $\pm 15\%$ ). Voidaankin todeta, että **elementtimalli toimii oikein oikeina pidetyillä parametreilla.**
- Tutkimuksessa esitetty 100 vuoden käyttöikäluokitus on tehty betonin halkeilutodennäköisyydelle Wöhler-käyrien perusteella. Vaikka betoni on halkeillut, rumpu saattaa kestää vielä vuosia. Tällöin rummun kestävyys määrää pitkälti betoniterästen ruostuminen, jota ei ole tutkittu tässä tutkimuksessa.
- Kaikki tässä tutkimuksessa tutkitut ratarummut saivat 100 vuoden käyttöikäluokitukseksi vähintään *todennäköinen*. Tutkituilla peitesyvyyksillä tähän kategoriaan kuuluvia rumpuja voidaan käyttää luotettavasti tulevaisuuden ratarumpukohteissa.
- Ratarumpujen nykyistä 1,4 m minimipeitesyvyyttä voidaan pitää hyvänä peitesyvyytenä, jota ei tämän tutkimuksen perusteella kannata ruveta pienentämään. Jos rumpu joudutaan tulevaisuudessa korjaustöissä sijoittamaan pienemmälle kuin 1,4 m peitesyvyydelle, rummuksi tulee valita paikan erityisvaatimukset huomioon ottaen sopivin edellä tutkituista rummuista. Voidaankin todeta, että varsinkin halkaisijaltaan 1200 mm jalallisista JAL-putkea tulisi välttää tällaisissa kohteissa. Rumpuja ei saa koskaan sijoittaa 1,0 m pienemmille peitesyvyyksille, koska ratatyökoneiden työalue ulottuu 1,0 m syvyydelle.
- Paras ja ehkä helpoin tapa lisätä rumpuputken kestävyyttä ilman seinämävahvuuden lisäämistä on betonin kimmomoduulin eli käytännössä K-arvon kasvattaminen.
- Rummun sivuttaistäyttöjen merkitys tulee esille lähinnä rumpua kuormittavan esijännityksen kautta. Rummun sivut tulee tämän takia tiivistää huolellisesti.
- Betoniputkinormit 2001 -mukaiset rummun momenttien ja normaalivoimien laskentakaavat ovat vääriä. Tässä tutkimuksessa on esitetty yhtälöillä 5.3:1 ja 5.3:2 momentin ja normaalivoiman oikeat laskentakaavat.
- Betoniputkinormeissa 2001 esitetty junakuorman jakautumismalli yliarvioi junakuormasta rummulle tulevia venymiä. Pystysuoran junakuorman jakaminen pölkyille tulisikin tehdä kuvan 7.7:2 mukaisesti.
- Betoniputkinormien 2001 mukainen käsinlaskentamenetelmä aliarvioi rummun venymiä huomattavasti. Tekemällä Betoniputkinormeihin 2001 korjaukset momenttien ja normaalivoimien laskentakaavoihin sekä käyttämällä junakuorman jakautumismallina kuvan 7.7:2 mukaista jakaumaa voidaan korjattua Betoniputkinormia pitää hyvänä ja jopa kohtuullisen tarkkana laskentamenetelmänä ainakin Toijalan koekohteen tapaisissa ratarumpukohteissa.



## KIRJALLISUUSLUETTELO

- ABAQUS. (2001) User's Manual. Version 6.2. Hibbit, Karlson & Sorensen Inc.
- Beer, G. ja Watson, J.O. (1992). Introduction to Finite Element and Boundary Element Methods for Engineers. John Wiley & Sons, Chichester. 501 s.
- BETONINORMIT 2000, BY 15 (2000). Suomen betonitieto Oy, Jyväskylä. 200 s.
- BETONIPUTKINORMIT 2001 (2001). Suomen kuntatekniikan yhdistys. Julkaisu 1, Helsinki. 59 s.
- Chang, C. S., Adegoke, C. W. ja Selig, E. T. (1980). Geotrack model for railroad track Performance. Journal of the geotechnical engineering division. GT11. s. 1201–1218.
- Courtney, T. H. (1990). Mechanical behavior of materials. McGraw Hill International editions, Singapore. 710 s.
- Kivikoski, H., Saarelainen, S. & Mäkelä, H. (1987). Talonrakennuksen routasuojaus-ohjeet. VTT geotekniikan laboratorio. Rakentajan Kustannus Oy, Helsinki. 95 s.
- Kolisoja, P. (1997). Resilient deformation characteristics of granular materials. Tampereen teknillinen korkeakoulu, julkaisu nro 223. 214 s.
- Kolisoja, P., Järvenpää, I., Mäkelä, E. & Levomäki, M. (2000). Ratarakenteen instrumentointi ja mallinnus, 250 kN:n ja 300 kN:n aksleipainot. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 5/2000. Ratahallintokeskus, Helsinki. 137 s.
- Koskinen, M. (1997). Soil-Structure Interaction of Jointless Bridges on Piles. Tampereen teknillinen korkeakoulu, julkaisu nro 200. 184 s.
- Lewis, R. W. ja Schrefler B. A. (1998). The Finite Element Method in The Static and Dynamic Deformation and Consolidation of Porous Media. 2nd edition. John Wiley & Sons, Chichester. 477 s.
- Mäkelä, E. (1998). Tiepenkereiden vetolujitteiden toiminta käyttötilassa. Tielaitoksen selvityksiä 47/1998. Tiehallinto/Tie- ja liikennetekniikka, Helsinki 233 s.
- Mäkelä, E. (1999). Raiteen ja ratapenkereen pystysuuntainen yhteistoiminta. Geotekniikan lisensiaattiseminaari 1999. Teknillinen korkeakoulu/Pohjarakennus ja maamekaniikka 34 s. (julkaisematon).
- Mäkelä, E. ja Kolisoja, P. (2001). Ratarumpitutkimus, instrumentointi ja mittaukset. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 8/2001. Ratahallintokeskus, Helsinki. 72 s.
- Mäkelä, E. ja Kolisoja, P. (2002). FEM-selvitys tierumpuja ympäröivästä jännitysjakaumasta. Tiehallinto, Helsinki 40 s.

- Najjar, Y. M. ja Zaman, M. M. (1988). Effects of loading sequence and soil nonlinearity on the response of a pile group foundation using a three-dimensional finite element analysis. Numerical Methods in Geomechanics (Innsbruck 1988). Balkema, Rotterdam. s. 1127–1134.
- Outinen, H. ja Pramila, A. (1988). Lujuusopin elementtimenetelmän käyttö. Tampereen teknillinen korkeakoulu. Tampere. 474 s.
- Pitkänen, J., Kulman, M. ja Rantala, J. (2000). Talojen tuulettuva pohjarakennusjärjestelmä. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Geotekniikan laboratorio. Tampere. 150 s.
- PLAXIS. (1998). User's Manual. Version 7. Balkema, Rotterdam.
- Pohjarakennusohjeet 1988. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. Julkaisu RIL 121-1988. Helsinki. 92 s.
- Ratatekniset määräykset ja ohjeet (RAMO) osa 3 Radan rakenne. Ratahallintokeskus.
- Rautatiesiltojen suunnitteluohjeet (RSO) osa 3 Mitoitushjeet. Ratahallintokeskus.
- Riessberger, K. (1998). Track Part of the system 'railway'. Nordic railway seminar 1998. Lecture notes. 46 s. (julkaisematon).
- RIL 157-I Geomekaniikka I. (1985). Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. Julkaisu RIL 157-I. Helsinki. 479 s.
- Selig, E. T. ja Waters, J. M. 1994. Track geotechnology and substructure management. London. Thomas Telford. s. 1.1–16.11.
- Uzan, J. (1985). Characterization of granular material. Transportation Research Record 1022. s. 52-59.
- Zienkiewicz, O. C. ja Taylor R. L. (1989) The Finite Element Method. Volume 1 Basic Formulation and Linear Problems. 4<sup>th</sup> edition. McGraw-Hill Book Company, Singapore. 648 s.
- Zienkiewicz, O. C. ja Taylor R. L. (1991) The Finite Element Method. Volume 2 Solid and Fluid Mechanics Dynamics and Non-linearity. 4<sup>th</sup> edition. McGraw-Hill Book Company, Singapore. 807 s.

**Taulukko L1:1 Erittely mittauskohteen kautta kulkeneista junista.**

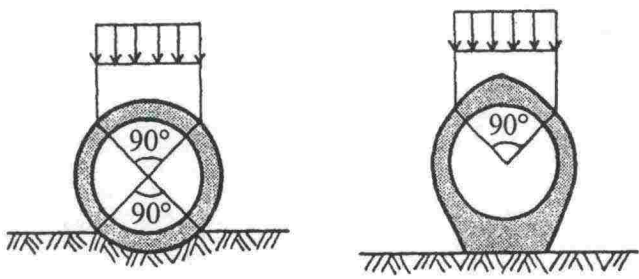
Mitt. Nro	Pvm	Klo	Junan kulku-suunta	Junan tyyppi	Veturin tyyppi	HUOM !
100	27.6.	03:50	Tre - Hki	T	Sähkö	1 vaunu
101	27.6.	04:50	Tre - Hki	P	Sähkö	
102	27.6.	04:55	Tre - Hki	T	2xDiesel	Lopussa 3 teippiä +7 säiliöv.
103	27.6.	05:53	Tre - Hki	P	Sähkö	
104	27.6.	06:12	Tre - Hki	P	Sähkö	Lopussa 1 autovaunu
105	27.6.	06:30	Tre - Hki	P	Sähkö	Lopussa 2 autovaunu
106	27.6.	06:51	Tre - Hki	T	Sähkö	
107	27.6.	07:10	Tre - Hki	P	Sähkö	
108	27.6.	07:24	Tre - Hki	H	Sähkö	
109	27.6.	07:31	Tre - Hki	Työ	Diesel	
110	27.6.	07:55	Tre - Hki	P	Sähkö	Työjuna viereisellä raiteella
111	27.6.	08:12	Tre - Hki	P	Sähkö	
112	27.6.	08:19	Tre - Hki	P	Sähkö	
113	27.6.	08:24	Tre - Hki	T	Diesel	
114	27.6.	08:50	Tre - Hki	P	Sähkö	
115	27.6.	09:15	Tre - Hki	P	Sähkö	
116	27.6.	10:02	Tre - Hki	P	Sähkö	
117	27.6.	10:12	Tre - Hki	P	Sähkö	
118	27.6.	10:18	Tre - Hki	T	Sähkö	
119	27.6.	11:04	Tre - Hki	P	Sähkö	
120	27.6.	11:12	Tre - Hki	T	Sähkö	
121	27.6.	12:06	Tre - Hki	P	Sähkö	
122	27.6.	12:16	Tre - Hki	P	Sähkö	
123	27.6.	13:09	Tre - Hki	P	Sähkö	
124	27.6.	14:00	Tre - Hki	P	Sähkö	
125	27.6.	15:08	Tre - Hki	P	Sähkö	
126	27.6.	15:12	Tre - Hki	P	Sähkö	
127	27.6.	15:25	Tre - Hki	H	Sähkö	
128	27.6.	16:00	Tre - Hki	P	Sähkö	L-Kisk. keh. Suun.r pit.suun.
129	27.6.	17:05	Tre - Hki	P	Sähkö	
130	27.6.	17:15	Tre - Hki	P	Sähkö	

P = pikajuna, T = tavarajuna, H = henkilöjuna ja Työ = työkone



Taulukko L2:1 Putkien tuentakertoimet  $k_{ti}$  normaalituennalle, kun kuormitus jakautuu putken ylimmän neljänneskaaren leveydelle.

Normaalituenta



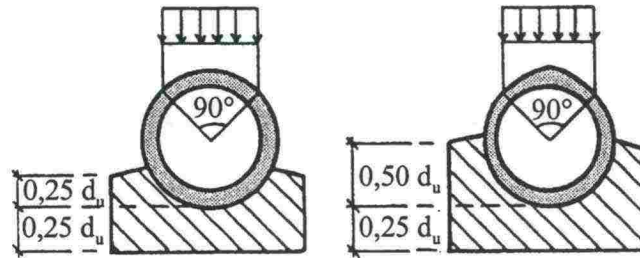
$d_s$ [mm]	Pyöreä putki		Jalallinen putki	
	Ensimmäinen Halkeama	Sallittu halkeama + myötö	Ensimmäinen Halkeama	Sallittu halkeama + myötö
150	1,54	1,47	1,26	1,32
225	1,43	1,35	1,20	1,22
300	1,52	1,43	1,26	1,28
400	1,55	1,45	1,26	1,28
500	1,61	1,49	1,30	1,35
600	1,66	1,49	1,32	1,35
800	1,72	1,56	1,35	1,40
1000	1,75	1,61	1,37	1,45
1200	1,78	1,61	1,39	1,45
1400	1,78	1,61	1,39	1,45
1600	1,80	1,61	1,39	1,47
≥1800	1,82	1,61	1,40	1,47

Taulukon L2:1 merkinnät ovat:

$d_s$  = putken sisähalkaisija

**Taulukko L2:1 Putkien tuentakertoimet  $k_{ti}$  betoniselle anturavahvistukselle, kun kuormitus jakautuu putken ylimmän neljänneskaaren leveydelle.**

Betoninen anturavahvistus



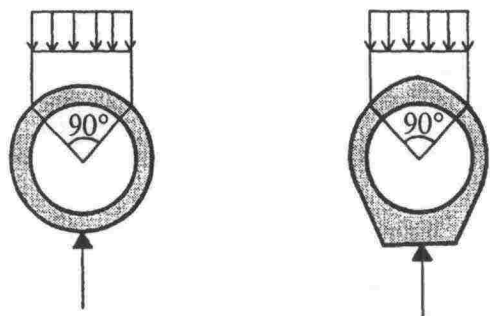
$d_s$ [mm]	Vahvistus $0,25 d_u$		Vahvistus $0,50 d_u$	
	Ensimmäinen Halkeama	Sallittu halkeama + myötö	Ensimmäinen Halkeama	Sallittu halkeama + myötö
150	2,31	2,19	2,69	2,57
225	2,14	2,02	2,50	2,36
300	2,28	2,14	2,66	2,50
400	2,32	2,17	2,71	2,53
500	2,41	2,23	2,81	2,60
600	2,49	2,23	2,81	2,60
800	2,58	2,34	3,01	2,73
1000	2,62	2,41	3,06	2,81
1200	2,67	2,41	3,11	2,81
1400	2,67	2,41	3,11	2,81
1600	2,70	2,41	3,15	2,81
$\geq 1800$	2,73	2,41	3,18	2,81

Taulukon L2:2 merkinnät ovat:

$d_s$  = putken sisähalkaisija  
 $d_u$  = putken ulkohalkaisija

Taulukko L2:3 Putkien tuentakertoimet  $k_{ti}$  viivatuennalle, kun kuormitus jakautuu putken ylimmän neljänneskaaren leveydelle.

Viivatuenta

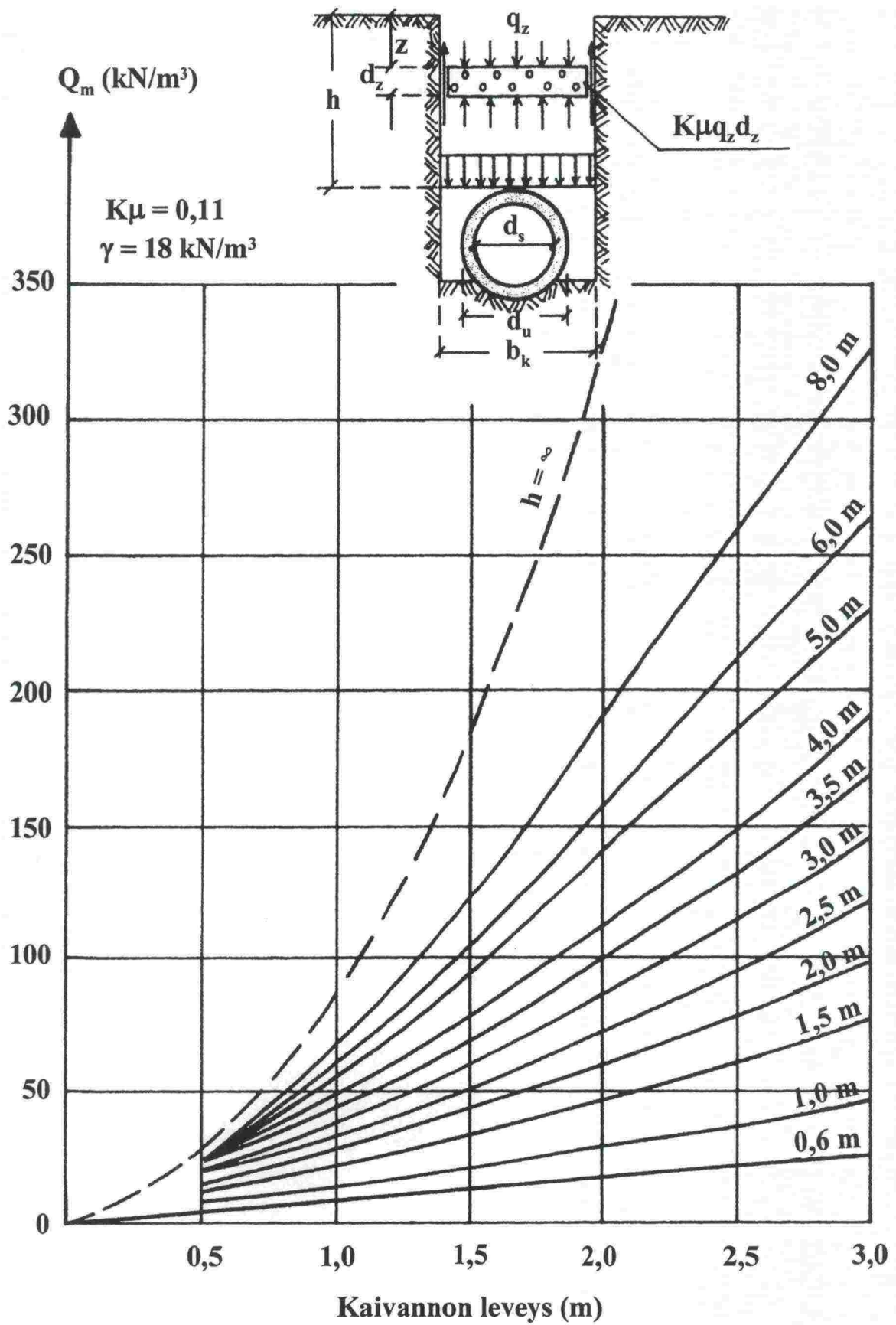


$d_s$ [mm]	Pyöreä putki		Jalallinen putki	
	Ensimmäinen Halkeama	Sallittu halkeama + myötö	Ensimmäinen Halkeama	Sallittu halkeama + myötö
150	1,15	1,10	0,94	0,99
225	1,07	1,01	0,90	0,91
300	1,14	1,07	0,94	0,96
400	1,16	1,08	0,94	0,99
500	1,20	1,11	0,97	1,01
600	1,24	1,11	0,99	1,01
800	1,29	1,17	1,01	1,05
1000	1,31	1,20	1,02	1,08
1200	1,33	1,20	1,04	1,08
1400	1,33	1,20	1,04	1,08
1600	1,35	1,20	1,04	1,10
≥1800	1,36	1,20	1,05	1,10

Taulukon L2:3 merkinnät ovat:

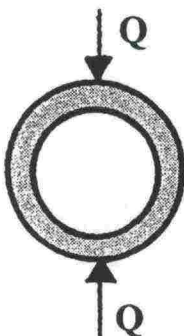
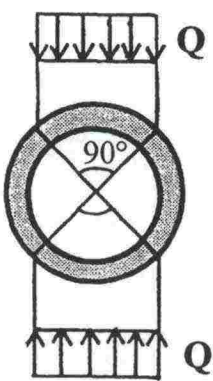
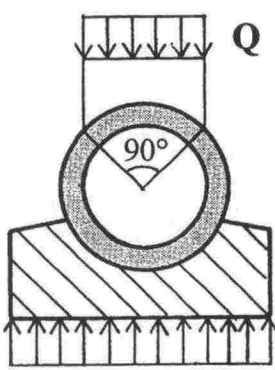
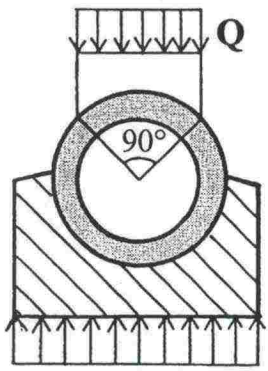
$d_s$  = putken sisähalkaisija



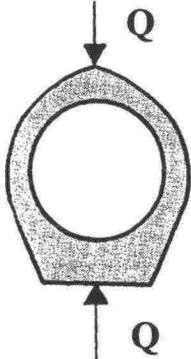
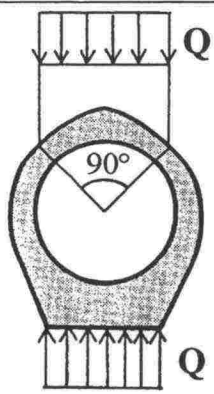


Kuva L3:1 Putkeen kohdistuva pystysuora maanpainekuorma kaivannossa hautateorian mukaan (Betoniputkinormit 2001).

Taulukko L4:1 Pyöreiden, seinämiltään tasapaksujen putkien momentti- ja normaalivoimakertoimien arvot (Betoniputkinormit 2001).

	Kuormitus- ja tukemistapa	Ker- roin	Sijainti		
			Pohja	Sivut	Katto
1	Viivakuorma  Viivatuki	 $\alpha$	+0,159	-0,091	+0,159
		$\beta$	0	-0,5	0
2	Neljännes- ympyrä- kuorma  Neljännes- ympyrätuki (normaalituenta)	 $\alpha$	+0,0844	-0,077	+0,0844
		$\beta$	0	-0,5	0
3	Neljännes- ympyrä- kuorma  Betoni- vahvistus 0,25 $d_u$	 $\alpha$	+0,068 vahvis- tuksen yläreu- nan koh- dalla	+0,038 vahvis- tuksen yläreu- nan koh- dalla	+0,040
		$\beta$	-0,038 vahvis- tuksen yläreu- nan ja katon välillä	-0,021 vahvis- tuksen yläreu- nan ja katon välillä -0,5	+0,019  -0,36
4	Neljännes- ympyrä- kuorma  Betoni- vahvistus 0,5 $d_u$	 $\alpha$	-0,038 vahvis- tuksen yläreu- nan ja katon välillä	-0,021 vahvis- tuksen yläreu- nan ja katon välillä -0,5	+0,019  -0,36
		$\beta$			

**Taulukko L4:2 Jalallisten putkien momentti- ja normaalivoimakertoimien arvot (Betoniputkinormit 2001).**

	Kuormitus- ja tukemistapa	Ker- roin	Sijainti		
			Pohja	Sivut	Katto
1	Viivakuorma  Viivatuki 	$\alpha$	+0,159	-0,091	+0,159
		$\beta$	0	-0,5	0
2	Neljännes- ympyrä- kuorma  Neljännes- ympyrätuki (normaalituenta) 	$\alpha$	+0,0844	-0,077	+0,0844
		$\beta$	0	-0,5	0

Taulukoissa L4:1 ja L4:2 esiintyvien merkkien selitykset:

- $Q$  = pystysuora kuorma [kN]  
 $\alpha$  = momenttikerroin  
 $\beta$  = normaalivoimakerroin



**Taulukko L4:3 Koekuormituksen korjatut momenttikertoimet (Betoniputkinormit 2001).**

$d_s$ [mm]	2C [mm]	$d_k$ [mm]	0,125 $\delta$	Pyöreät putket $\alpha \cdot 0,125\delta$	Jalalliset putket $\alpha \cdot 0,125\delta$
100	40	120	0,042	0,117	0,204
150	40	175	0,029	0,130	0,217
225	80	255	0,039	0,120	0,207
300	80	335	0,030	0,129	0,216
400	100	400	0,028	0,131	0,218
500	100	555	0,023	0,136	0,223
600	100	660	0,019	0,140	0,227
800	100	875	0,014	0,145	0,232
1000	100	1100	0,011	0,148	0,235
1200	100	1300	0,009	0,150	0,237
1400	100	1515	0,008	0,151	0,238
1600	100	1730	0,007	0,152	0,239
1800	100	1950	0,006	0,153	0,240
2000	100	2155	0,006	0,153	0,240

Taulukossa L4:3 esiintyvien merkkien selitykset:

$d_s$	=	rummun sisähalkaisija [mm]
$C$	=	koekuormituslistojen jalkojen ulkoreunojen etäisyys/2
$d_k$	=	putken keskihalkaisija
$\delta$	=	koekuormalistojen reunojen rajoittama keskuskulma
$\alpha$	=	momenttikerroin

**Taulukko L4:4 Putken seinämän käyryyden vaikutus jännityksiin (Betoniputkinormit 2001).**

t/r	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Jännitysten lisäys [%]	20,0	17,5	15,3	13,5	11,7	9,0	7,2
Väliarvot suoraviivaisesti							

Taulukossa L4:4 esiintyvien merkkien selitykset:

$t$	=	putken seinämän paksuus
$r$	=	putken seinämän kaarevuussäde

1/1997	Railway Industry Structures and Capital Investment Financing
2/1997	Nopean junaliikenteen aluekehitysvaikutukset
3/1997	Rautateiden henkilöliikenteen ennustemalli (RALVI)
4/1997	Kilpailuedellytykset ja niiden luominen Suomen rataverkolla
5/1997	Rataverkon tavaraliikenne-ennuste 2020
1/1998	Rataverkon jatkosähköistytksen yhteiskuntataloudellinen vaikutusselvitys
2/1998	Suomen rautatieliikenteen päästöjen laskentajärjestelmä (RAILI 96)
3/1998	Rautateiden tavarakujiyetusten laatutekijät
4/1998	Ratahallintokeskuksen tutkimus- ja kehittämistoiminta 1997 - 99
5/1998	Rataverkon kehittämisen yhdyskuntarakenteellisten vaikutusten ja menetelmien arviointi
6/1998	Yksityisrahoituksen käyttömahdollisuudet Suomen ratahankkeissa
1/1999	Ratarakenteen instrumentoinnin kirjallisuustutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
2/1999	Rautatieliikenteen polttoaineperäisten päästöjen aiheuttamat ympäristökustannukset
3/1999	Rautatieliikenteen aiheuttama tärinä, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
4/1999	Ratarakenteen instrumentointi- ja mallinnussuunnitelma, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
5/1999	Rautatietärinän mittauskäytäntö Pohjoismaissa
6/1999	Radan tukikerroksen ja alusrakenteen kirjallisuustutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
7/1999	Rautatiesiltojen luokittelu ja inventointi rataosuudella Rautaruukki-Haaparanta akselipainojen korottamista varten
8/1999	Ratarumpujen maastoselvitys, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
1/2000	Rataverkko 2020 -ohjelman väliraportti. Kehittämismvaihtoehtojen vaikutustarkastelut
2/2000	Bantrumor, 250 kN och 300 kN axellaster
3/2000	Liikkuvan kaluston kirjallisuustutkimus
4/2000	Raidesepelin lujuuden vaikutus tukikerroksen kestoikään
5/2000	Ratarakenteen instrumentointi ja mallinnus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
6/2000	Väliraportti 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainojen ratateknisistä tutkimuksista
7/2000	Intermediate Report, 250 kN and 300 kN axle loads
8/2000	Ratatekniset määräykset ja ohjeet -julkaisun käytettävyytutkimus
9/2000	Ratakapasiteetin perusteet
10/2000	Instrumentation and Modelling of Track Structure, 250 kN and 300 axle loads
11/2000	Rautatieonnettomuuksien sisäiset ja ulkoiset kustannukset
12/2000	Internal and External Costs of Railway Accidents
1/2001	Rataverkko 2020 -suunnitelma
2/2001	XPS-routaeristelevyt ratarakenteessa, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
3/2001	Raidetutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
4/2001	Radan kunnossapitokustannusten kirjallisuustutkimus,
5/2001	Loppuraportti 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainojen teknisistä tutkimuksista
6/2001	Final Report 250 kN and 300 kN axle loads
7/2001	Rautateiden maanvaraiset pylväsperustukset. Koekuormitusraportti
8/2001	Ratarumpututkimus. Instrumentointi ja mittaukset
9/2001	Vakioaikataulu junaliikenteen ja rautatieinfrastruktuurin kehittämisessä
10/2001	Työnaikaisten ratakaivantojen tukeminen
11/2001	Pääkaupunkiseudun rautateiden meluntorjuntaohjelma vuosille 2001 - 2020
12/2001	Rautatietasoristeysten turvaaminen
13/2001	Rautatieliikenteen onnettomuusriskit ja turvaamistoimenpiteet
14/2001	Valtakunnallinen rautatieliikenteen melun suuruusluokkaselvitys
1/2002	Ratarakenteen routasuojaus
2/2002	Nopean junaliikenteen kehittämisen alueelliset vaikutukset, kirjallisuusselvitys
3/2002	Rautateiden maanvaraiset pylväsperustukset, lisensiaattitutkimus
4/2002	Rautatietasoristeysten turvaamis- ja poistostrategia 2020
5/2002	Raiteentarkastus ja siinä ilmenevien virheiden analysointi välillä Kirkkonummi-Turku
6/2002	Oikoradan sosiaaliset vaikutukset
7/2002	Rataverkon tavaraliikenne-ennuste 2025
8/2002	Puomillisten tasoristeysten turvallisuus
9/2002	Vartioimattomien tasoristeysten turvallisuus

RATAHALLINTOKESKUS  
KAIVOKATU 6, PL 185  
00101 HELSINKI

KUNNOSSAPITOYKSIKKÖ

Lisätietoja: Matti Levomäki, puh. (09) 5840 5183, sähköposti: matti.levomaki@rhk.fi  
Jakelu: Sinikka Kiikka, puh. (09) 5840 5192, sähköposti: sinikka.kiikka@rhk.fi

ISBN 952-445-078-x  
ISSN 1455-2604